

VŠB – Technická univerzita Ostrava

Fakulta stavební

Katedra konstrukcí

Přepočet lávky pro pěší – Dolní Lomná

Re-design of foot bridge structure in Dolni Lomna

Student:

Václav Sikora

Vedoucí bakalářské práce:

Ing. Miroslav Rosmanit, Ph.D.

Ostrava 2018

VŠB - Technická univerzita Ostrava
Fakulta stavební
Katedra konstrukcí

Zadání bakalářské práce

Student: **Václav Sikora**
Studijní program: B3607 Stavební inženýrství
Studijní obor: 3607R037 Konstrukce staveb
Téma: **Přepočet lávky pro pěší – Dolní Lomná**
Re-design of foot bridge structure in Dolni Lomna

Jazyk vypracování: čeština

Zásady pro vypracování:

V rámci bakalářské práce vypracujte:

1. Teoretický rozbor ocelových lávek, konstrukční schémata, typologie hlavních nosných konstrukcí lávek, omezující podmínky návrhu.
2. Zaměření stávající konstrukce lávky, vyhotovení základní dokumentace současného stavu (příčný řez, pohled, zasazení lávky do krajiny, současný stav).
3. Předběžné (ruční) posouzení základních nosných prvků vybrané konstrukce lávky.
4. Statický výpočet rozhodujících nosných prvků a ztužení konstrukce.
5. Návrh opatření pro zlepšení odezvy konstrukce, numerická studie.
6. Návrh a posouzení vybraných spojů.
7. Výrobní dokumentace vybrané části konstrukce.

Seznam doporučené odborné literatury:


- [1] ČSN EN 1990: Zásady navrhování konstrukcí.
- [2] ČSN EN 1991-2: Zatížení konstrukcí. Část 1: Zatížení mostů dopravou.
- [3] ČSN EN 1993-1-1: Navrhování ocelových konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.
- [4] ČSN EN 1993-2 (736205) - Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 2: Ocelové mosty
- [5] ČSN EN 1993-1-8: Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-8: Navrhování styčníků. Praha : ČNI, 2006.
- [6] ČSN 73 6201 – Projektování mostních objektů.
- [7] Rotter, T., Studnička, J.: Ocelové konstrukce 30 – Ocelové mosty, Praha, 1999
- [8] Tomica, V., Bujňák, J., Vičan, J.: Kovové mosty, Žilina, 1992
- [9] Faltus, F.: Ocelové mosty příhradové, obloukové a visuté. Academia Praha 1971
- [10] "Structural Steel Designer's Handbook" by R. L. Brockenbrough, P.E. & F. S. Merritt, P.E. 3rd edition, Section 14: Arch Bridges by Arthur W. Hedgren, Jr., P.E., Sr. Vice President, HDR Engineering, Inc., Pittsburgh, PA., Published by McGraw-Hill, Inc.
- [11] Sukhen Chatterjee: The Design of Modern Steel Bridges, Second edition, Oxford 2003, ISBN 0-632-05511-1
- [12] Odborné časopisy – Konstrukce, Stavitel, Structural Engineering, Stahlbau
- [13] Internet

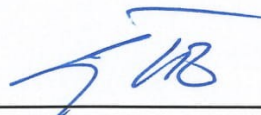
Formální náležitosti a rozsah bakalářské práce stanoví pokyny pro vypracování zveřejněné na webových stránkách fakulty.

Vedoucí bakalářské práce: **Ing. Miroslav Rosmanit, Ph.D.**

Datum zadání: 31.10.2017

Datum odevzdání: 04.05.2018



doc. Ing. Antonín Lokaj, Ph.D.
vedoucí katedry

prof. Ing. Radim Čajka, CSc.
děkan fakulty

Prohlášení studenta

Prohlašuji, že jsem celou bakalářskou práci včetně příloh vypracoval samostatně pod vedením Ing. Miroslava Rosmanita, Ph.D. a uvedl jsem všechny použité podklady a literaturu.

V Ostravě 4.5.2018

.....

Václav Sikora

Prohlašuji, že

- byl jsem seznámen s tím, že na moji bakalářskou práci se plně vztahuje zákon č. 121/2000 Sb. – autorský zákon, zejména § 35 – užití díla v rámci občanských a náboženských obřadů, v rámci školních představení a užití díla školního a § 60 – školní dílo.
- beru na vědomí, že Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava (dále jen VŠB-TUO) má právo nevýdělečně ke své vnitřní potřebě bakalářskou práci užít (§ 35 odst. 3).
- souhlasím s tím, že jeden výtisk bakalářské práce bude uložen v Ústřední knihovně VŠB-TUO k prezenčnímu nahlédnutí. Souhlasím s tím, že údaje o bakalářské práci budou zveřejněny v informačním systému VŠB-TUO. • bylo sjednáno, že s VŠB-TUO, v případě zájmu z její strany, uzavřu licenční smlouvu s oprávněním užít dílo v rozsahu § 12 odst. 4 autorského zákona.
- bylo sjednáno, že užít své dílo – bakalářskou práci nebo poskytnout licenci k jejímu využití mohu jen se souhlasem VŠB-TUO, která je oprávněna v takovém případě ode mne požadovat přiměřený příspěvek na úhradu nákladů, které byly VŠB-TUO na vytvoření díla vynaloženy (až do jejich skutečné výše).
- beru na vědomí, že odevzdáním své práce souhlasím se zveřejněním své práce podle zákona č. 111/1998 Sb., o vysokých školách a o změně a doplnění dalších zákonů (zákon o vysokých školách), ve znění pozdějších předpisů, bez ohledu na výsledek její obhajoby.

V Ostravě 4.5.2018

.....

Václav Sikora

Poděkování

Touto cestou bych rád poděkoval zejména Ing. Miroslavovi Rosmanitovi, Ph.D. za odborné rady, připomínky a věcné konzultace, které mi velmi pomohly při vypracování této bakalářské práce. Speciální poděkování patří mojí rodině za podporu během celého studia.

Anotace

SIKORA, Václav. *Přepočet lávky pro pěší - Dolní Lomná*. Ostrava, 2018. Bakalářská práce. VŠB - Technická univerzita Ostrava 59 s. Vedoucí práce Ing. Miroslav Rosmanit, Ph.D.

Cílem bakalářské práce je vytvoření numerického modelu příhradové lávky pro pěší, jež se nachází v obci Dolní Lomná, v programu SCIA Engineer. V práci je rozebrána problematika ocelových lávek. Pomocí ručního výpočtu je provedeno posouzení základních nosných prvků a spojů. Ručním výpočtem je rovněž ověřena správná funkčnost numerického modelu. Dále jsou posouzeny rozhodující nosné prvky a ztužení konstrukce dle platných norem ČSN EN. Součástí práce je základní projektová dokumentace a dílenský výkres krajního, příhradového trámu.

Klíčová slova

Lávka pro pěší, ocelová konstrukce, příhradový nosník, statický posudek

Annotation

SIKORA, Václav. *Re-design of foot bridge - Dolni Lomna*. Ostrava, 2018. Bachelor thesis. VŠB – Technical University of Ostrava 59s. Supervisor Ing. Miroslav Rosmanit, Ph.D.

The aim of this bachelor thesis is to create a numerical model of a truss footbridge, which is situated in Dolni Lomna, by the SCIA Engineer software. This thesis describes problems of steel footbridges. The assesment of the main supporting structures and joints is accomplished by the hand calculation. Also the functionality of the numerical model is verified the same way. In the next step the major supporting elements are assesed by the current ČSN EN standards. The basic drawing documentation of this footbridge and also production documentation of the truss girder is the part of this thesis.

Keywords

Foot bridge, steel structure, truss girder, steel, static analysis

Obsah

SEZNAM POUŽITÉHO ZNAČENÍ.....	9
ÚVOD.....	11
1 OCELOVÉ LÁVKY A MOSTY	12
1.1 TYPY OCELOVÝCH LÁVEK A MOSTŮ.....	12
1.2 DYNAMICKÉ ZATÍŽENÍ A ODEZVA	23
2 POSUZOVANÁ KONSTRUKCE.....	25
2.1 IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE	25
2.2 ZÁKLADNÍ ÚDAJE O OBJEKTU	26
2.3 POPIS KONSTRUKCE	26
2.4 PROHLÍDKA A ZAMĚŘENÍ STÁVAJÍCÍ KONSTRUKCE	27
3 VÝPOČTOVÁ ČÁST.....	29
3.1 VÝPOČET ZATÍŽENÍ.....	29
3.2 VÝPOČETNÍ MODEL	31
3.3 ZJEDONODUŠENÝ MODEL.....	36
3.4 PŘEDBĚŽNÉ POSOUZENÍ HLAVNÍCH NOSNÝCH PRVKŮ	36
3.5 POSOUZENÍ NA SÍLY ZÍSKANÉ Z 3D MODELU.....	49
3.6 POROVNÁNÍ VÝSLEDNÝCH VNITŘNÍCH SIL.....	52
3.7 SHRUTÍ VÝPOČTU	52
3.8 DYNAMIKA LÁVKY	53
3.9 POSOUZENÍ VYBRANÉHO SPOJE.....	53
ZÁVĚR.....	55
SEZNAM OBRÁZKŮ	56
SEZNAM TABULEK.....	57
POUŽITÁ LITERATURA.....	58
POUŽITÉ PROGRAMY	59
PŘÍLOHY	60

SEZNAM POUŽITÉHO ZNAČENÍ

A	plocha průřezu	$[\text{mm}^2]$
D	průměr kruhové trubky	$[\text{mm}]$
E	modul pružnosti v tahu a tlaku	$[\text{GPa}]$
F	zatěžovací síla	$[\text{kN}]$
I_y, I_z	moment setrvačnosti průřezu k ose y a z	$[\text{mm}^4]$
I_t	moment setrvačnosti v jednoduchém kroucení	$[\text{mm}^4]$
I_w	výsečový moment setrvačnosti	$[\text{mm}^4]$
L	rozpětí pole	$[\text{m}]$
L_{cr}	vzpěrná délka	$[\text{m}]$
M_y	ohybový moment	$[\text{kNm}]$
M_{Ed}	návrhová hodnota ohybového momentu	$[\text{kNm}]$
M_{Rd}	návrhový ohybový moment únosnosti průřezu	$[\text{kNm}]$
N_{cr}	kritická síla	$[\text{kN}]$
N_{Ed}	návrhová hodnota normálové síly	$[\text{kN}]$
N_{Rd}	návrhová hodnota únosnosti v tahu	$[\text{kN}]$
V_{Ed}	návrhová hodnota posouvající síly	$[\text{kN}]$
V_{Rd}	návrhová hodnota únosnosti ve smyku	$[\text{kN}]$
$W_{pl,y}, W_{pl,z}$	plastický průřezový modul k ose y a z	$[\text{mm}^3]$
W_y, W_z	elastický průřezový modul k ose y a z	$[\text{mm}^3]$
f_y	mez kluzu oceli	$[\text{MPa}]$
f_u	mez pevnosti oceli	$[\text{MPa}]$

g	hodnota zatížení	[kN/m]
t_f	tloušťka pásnice válcovaného průřezu	[mm]
t_w	tloušťka stojiny válcovaného průřezu	[mm]
γ_{M0}	dílčí součinitel spolehlivosti materiálu	[-]
γ_{M1}	dílčí součinitel spolehlivosti materiálu	[-]
λ	štíhlost	[-]
$\bar{\lambda}$	poměrná štíhlost	[-]

Další značky jsou definované při prvním výskytu.

Značky v této práci mohou mít více významů.

ÚVOD

Cílem bakalářské práce je přepočítání příhradové lávky pro pěší, posouzení základních nosných prvků konstrukce a vytvoření funkčního prostorového modelu v programu SCIA Engineer. Správnost modelu bude ověřena na modelech jednodušších.

Práce je rozdělena do několika částí. Začíná teoretickým rozбором ocelových mostů (lávek), kde jsou popsány základní typy, omezující podmínky návrhu a pro názornost jsou přiloženy konstrukční schéma a fotografie daného typu konstrukce. V další kapitole je rozebráno dynamické zatížení a jeho vliv na konstrukce lávek. Následuje kapitola popisující samotnou konstrukci lávky, na kterou navazuje část popisující úskalí spojená s nedostupností projektové dokumentace. Poté již začíná výpočtová část práce, kde jsou přehledně rozepsány statické posudky jednotlivých prvků konstrukce.

1 OCELOVÉ LÁVKY A MOSTY

1.1 TYPY OCELOVÝCH LÁVEK A MOSTŮ

Mosty jsou dopravní stavby sloužící k překonání nejrůznějších překážek, např. vodních toků, komunikací či terénních nerovností. Při návrhu je nutné zohlednit relativně velké množství ovlivňujících faktorů. Mezi ty nejdůležitější patří zejména typ převáděné komunikace a s tím spojené zatížení. Prostředí, v němž se mostní objekt bude nacházet, výrazně ovlivňuje volbu konstrukčního materiálu a také celkové architektonické řešení. Na výsledném návrhu má nemalý podíl i finanční stránka věci, kdy rozhoduje cena mostu, před použitým materiálem. Do ceny je však nutné zahrnout také náklady spojené s údržbou a případnými opravami během životnosti konstrukce. Z tohoto pohledu se jeví ocelové a ocelobetonové mosty jako velmi perspektivní. Ačkoliv jejich pořizovací cena je vcelku vysoká, jejich údržba, případně rekonstrukce je jednoduchá a levná. Samozřejmě, čas od času je navrženo výjimečné dílo bez ohledu na finanční náročnost projektu.

Mezi mosty nejsou ocelové konstrukce zcela běžné, představují poměrně malou část. Používají se hlavně tam, kde je potřeba překlenout velká rozpětí, nebo jsou požadovány atypické tvary konstrukcí. Příhradové ocelové mosty jsou nejčastěji spjaty se železniční dopravou. Ve spojení se silniční dopravou je využito kombinace oceli a betonu, přičemž vzniká spřažená ocelobetonová konstrukce.

Mosty dělíme podle několika hledisek, jak je uvedeno v [4]. Dělení ocelových mostů podle hlavní nosné konstrukce je následovné:

- trémové mosty
- ráémové mosty
- obloukové mosty
- zavěšené mosty
- visuté mosty

Nejčastěji používané mosty jsou trémové, konkrétně příhradové. Pro dosažení co největšího rozpětí jsou vhodné mosty visuté.

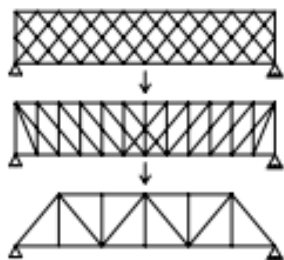
1.1.1 Trámové lávky a mosty

Trámové mosty tvoří drtivou většinu všech ocelových mostů. Je to dáno především všestranným použitím pro všechny druhy dopravy, ale také konstrukční jednoduchostí a ekonomičností. Tyto mosty působí klidným dojmem, ve srovnání s mosty obloukovými, zavěšenými či visutými.

Hlavním nosným prvkem trámových mostů je trám, který může být plnostěnný či příhradový. V minulosti se upřednostňovalo použití trámu příhradového. Důvodem byla omezená znalost problematiky stability stěn plnostěnných nosníků, omezené výrobní možnosti plnostěnných nosníků a také poměrně levná pracovní síla, jež umožňovala ekonomicky vyrábět i konstrukčně náročnější příhradové nosníky.

Příhradové hlavní nosníky nachází uplatnění zejména u mostů železničních, případně u lávek pro pěší. Pro mosty silniční se tyto nosníky nenavrhují téměř vůbec, neboť v případě dolní mostovky omezují zorné pole řidičů. Příhradové konstrukce se hodí zejména do rovinného území. Pokud se vhodně začlení do krajiny, mohou se stát její ozdobou.

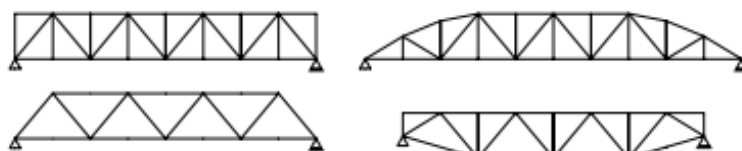
Příhradové nosníky se začaly používat v polovině 19. století. Postupně se vyvíjely od mřížových, mnohonásobně vnitřně staticky neurčitých, nosníků až po staticky určité nosníky s co nejmenším počtem výplňových prutů (obr. 1).



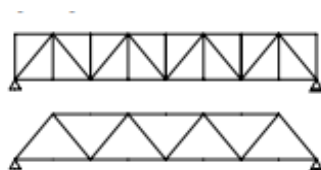
Obr. 1: Vývoj příhradových nosníků [7]

Tyto nosníky jsou složeny z pásových a mezipásových (výplňových) prutů, které jsou vzájemně spojeny ve styčnicích. Tuhost styčniců je dána jejich provedením. Při tvorbě výpočtového modelu se šroubové připojení výplňových prutů k pásovým idealizuje na kloubové, svařovaný přípoj je možné považovat za tuhý. Podle obrysu konstrukce se příhradové nosníky rozlišují na přímopásové a křivopásové (obr. 2). Z geometrického hlediska se příhradové konstrukce dělí na svislicové a bezsvislicové (obr. 3). U svislicové soustavy se sklon diagonál volí minimálně 45° , v případě soustavy svislicové zpravidla 60° .

Příhradové mosty se vyplatí navrhovat pro minimální rozpětí 40 m. Výška hlavního nosníku závisí na typu převáděné komunikace. U mostů pozemních komunikací by měla odpovídat $1/8$ až $1/15$ rozpětí, u lávek $1/30$ rozpětí. V případě železničních mostů se výška hlavního nosníku pohybuje v rozmezí $1/5$ až $1/18$ rozpětí.

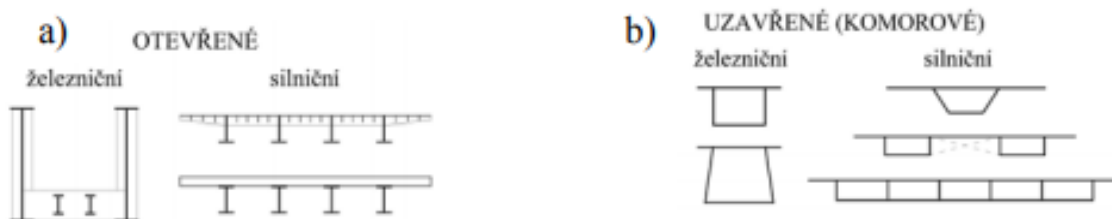


Obr. 2: Nosníky přímopásové a křivopásové [7]



Obr. 3: Soustava svislicová a bezvislicová [7]

Po druhé světové válce se od příhradových nosníků začalo upouštět, zejména kvůli velké pracnosti při výrobě i montáži. Přestože plnostěnné nosníky kladou větší nároky na spotřebu materiálu, výsledná cena mostu je právě díky menší pracnosti často nižší než u mostů příhradových. Je logické, že toto platí jen do určitého rozpětí. Výhodou plnostěnných konstrukcí je také jednoduchá údržba, menší citlivost na lokální poškození a snadné zakomponování do okolního prostředí. Plnostěnný nosník má nejčastěji průřez tvaru I nebo průřez komorový. Doporučená výška hlavního nosníku se pohybuje v rozmezí $1/10$ až $1/50$ rozpětí v závislosti na typu převáděné komunikace. Ekonomicky výhodné jsou trémové mosty s plnostěnnými nosníky, jejichž rozpětí je maximálně 40 m. V posledních letech vzrůstá obliba spřažených ocelobetonových konstrukcí, které umožňují překlenutí větších vzdáleností. Díky spolupůsobení oceli a betonu je možné mosty pozemních komunikací navrhovat do rozpětí 70 m, někdy až do 90 m. Železniční mosty, u kterých spolupůsobí ocelové nosníky s železobetonovým žlabem, jsou vhodné do rozpětí 50 m. [4]



Obr. 4: Typy trémových mostů s plnostěnnými nosníky [9]

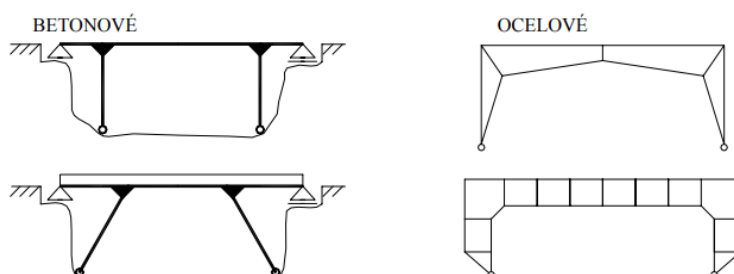


Obr. 5: Lávka přes řeku Úslavu v Plzni [14]

1.1.2 Rámové lávky a mosty

Rámové mosty jsou převážně betonové, v oboru ocelových mostů se příliš nepoužívají. Hlavním důvodem pro volbu rámové konstrukce místo trémové je zmenšení průhybu a ohybových momentů. Uplatňují se především pro menší rozpětí, většinou přes suché překážky. Často se využívají ve městech pro svou malou konstrukční výšku a příznivý vzhled.

Ocelové rámové mosty se navrhují zpravidla jako dvoukloubové, převážně plnostěnné. V případě špatných základových poměrů se vodorovné reakce mohou zachytit pomocí táhla, které je vedeno pod spodní komunikací. Statické řešení spočívá v určení průběhů vnitřních sil na modelu rovinného rámu. Při posudku je nutné věnovat zvýšenou pozornost stabilitě všech tlačných částí průřezu a také konstrukčnímu řešení rámových rohů. [4]



Obr. 6: Základní typy rámových mostů [7]



Obr. 7: Lávka ve Španělsku [10]

1.1.3 Obloukové lávky a mosty

Obloukové mosty se používají pro malá i velká rozpětí. Mohou mít různé tvary a působí v rozličných statických soustavách. Mostovka může být horní, mezilehlá i dolní. Hlavní výhoda obloukových mostů, co se týče statického působení, je především jejich tvar. Ten je převážně parabolický z toho důvodu, aby byl blízký tvaru výslednicové čáry od vnějšího zatížení. Oblouky je vhodné navrhovat v místech, kde základové poměry a charakter terénu umožňují převést šikmé reakce do základů bez větších finančních nákladů. Z toho pohledu je ideálním místem hluboké údolí obklopené skalními úbočími. Další nespornou výhodou obloukových mostů je jejich vzhled. V porovnání s jinými typy mostních konstrukcí působí velice esteticky. Nevýhodou je obecně větší pracnost, náročnost a finanční nákladnost při výrobě a montáži.

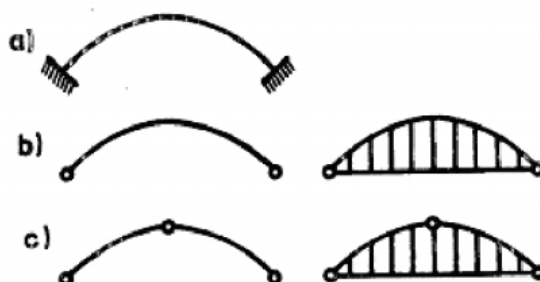
Obloukové konstrukce dělíme podle mnoha kritérií. Základní dělení oblouků vyplývá z jejich statického působení. Pokud jsou vyvozeny šikmé podporové tlaky i při svislém zatížení, jedná se o oblouky pravé (obr. 8a). Naopak pokud jsou podporové tlaky při svislém zatížení rovněž svislé, hovoříme o obloucích nepravých (obr. 8b) – s táhlem případně trámovým účinkem. Tyto oblouky se navrhují do míst s nepříznivými základovými poměry, kde nelze zachytit šikmé tlaky.



Obr. 8: Dělení podle směru podporových tlaků [7]

Z hlediska statického systému hlavní nosné konstrukce rozlišujeme oblouky dle stupně statické neurčitosti. Vetknuté oblouky (obr. 9a) - třikrát staticky neurčité, se v případě ocelových mostů uplatní až pro velká rozpětí, na rozdíl od mostů betonových, kdy se vetknutí uplatní především pro malá či střední rozpětí. Dvoukloubové oblouky (obr. 9b) - jedenkrát staticky neurčité, se používají nejčastěji, a to hlavně z důvodu snadné realizace kloubového podepření. Mohou být bez táhla nebo s táhlem. Oblouky trojkloubové (obr. 9c) - staticky určité, se také často používají, protože na jejich napjatost nemá vliv změna teploty, pokles či potočení základů. Uplatnění nachází při montáži staticky neurčitých oblouků, kdy se tyto konstrukce montují jako staticky určité trojkloubové. Po dokončení montáže se klouby uzavřou. Nevýhodou jsou velké průhyby a nutnost řešení ztužení konstrukce.

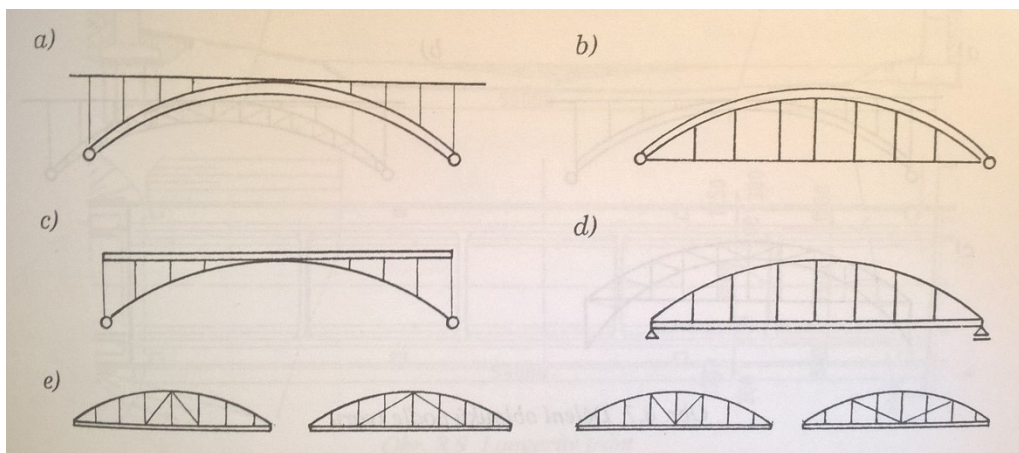
Vrcholový kloub také překáží mostovce, která musí být nad kloubem přerušena. Tento typ oblouku je vhodné navrhovat pro menší rozpětí, při špatných základových poměrech a na poddolovaném území.



Obr. 9: Dělení podle stupně statické neurčitosti [7]

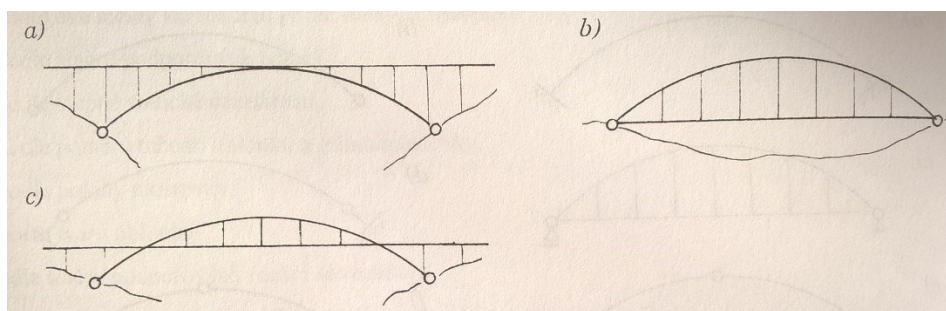
Dalším dělicím kritériem je poměr tuhosti oblouku a tuhosti trámu mostovky. Tuhý oblouk je zpravidla s horní mostovkou (obr. 10a), která je podepřena kyvnými stojkami. Může být navržen jako plnostěnný i příhradový, vetknutý i kloubový. Tuhost trámu mostovky je zanedbatelná vzhledem k tuhosti oblouku. Navrhují se i tuhé oblouky s dolní mostovkou (obr. 10b). V tomto případě trám mostovky, jenž je na oblouku zavěšen, plní funkci táhla. Netuhý oblouk vyztužený tuhým trámem (obr. 10c) je navržen ze štíhlých přímých prutů.

Tuhost oblouku je zanedbatelná v porovnání s tuhostí trámu. Trám může být plnostěnný nebo příhradový a přenáší ohybové momenty. Jiným typem je tuhý trám vyztužený netuhým obloukem, tzv. Langerův trám (obr. 10d). V místech připojení svislic jsou uvažovány klouby, horizontální sílu přenáší trám mostovky a podporové tlaky jsou svislé. Jedná se o estetickou konstrukci, která je často používána pro mosty železniční i mosty pozemních komunikací. Zmenšení průhybu může být dosaženo použitím výztužných diagonál, které ovšem negativně ovlivní příznivý vzhled konstrukce (obr. 10e).



Obr. 10: Dělení podle poměru tuhosti oblouku a trámu mostovky [4]

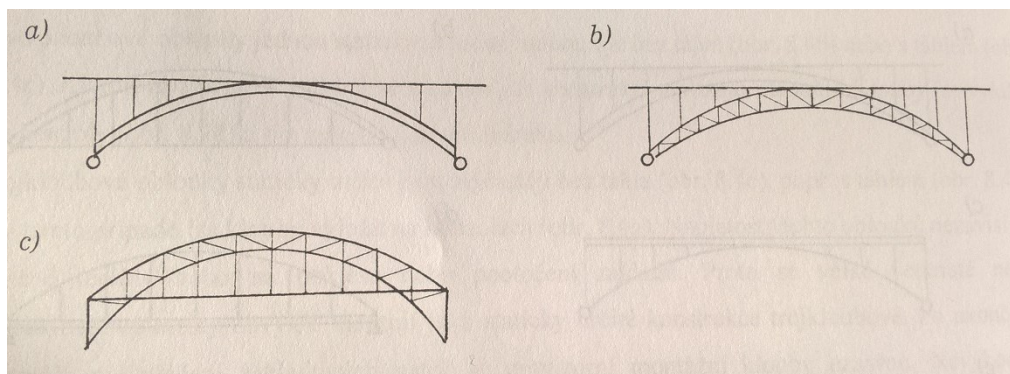
Podle polohy mostovky se obloukové mosty rozlišují na oblouky s horní (obr. 11a), dolní (obr. 11b), nebo mezilehlou mostovkou (obr. 11c). Oblouky s horní mostovkou jsou vhodné do hlubokého údolí, zatímco ty s dolní mostovkou se uplatní spíše v údolí plochem.



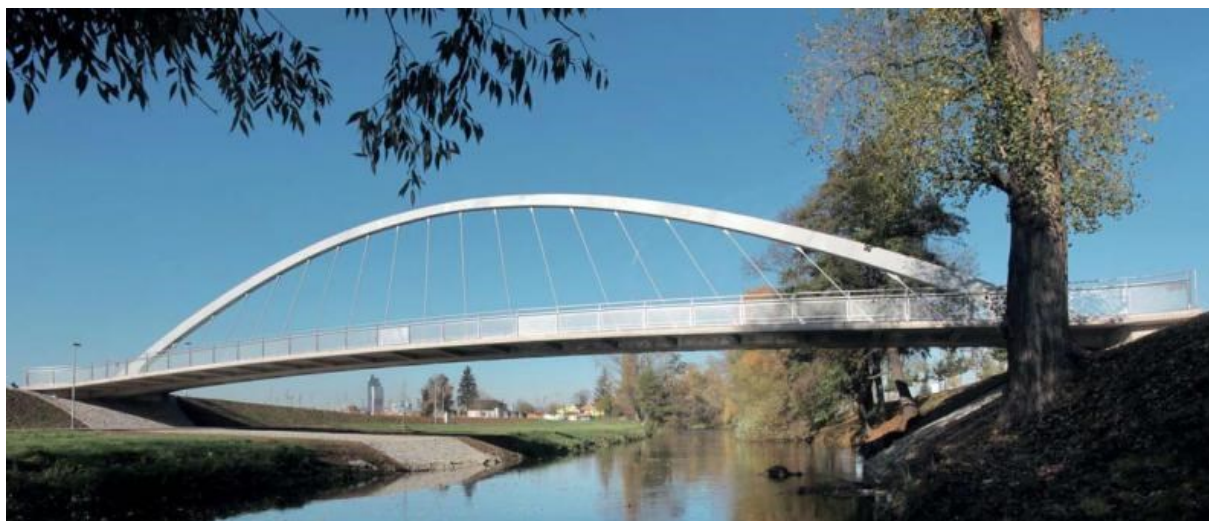
Obr. 11: Dělení podle polohy mostovky [4]

Poslední rozdělení obloukových mostů je podle tvaru oblouku. Oblouky s rovnoběžnými pásy (obr. 12a), jenž mohou být plnostěnné i příhradové, mají střednici oblouku nejčastěji ve tvaru paraboly. Ohybové momenty jsou nejmenší, pokud je střednice ve tvaru výslednicové čáry od stálého, dlouhodobého a části krátkodobého zatížení. Oblouky srpovitého tvaru (obr. 12b) jsou zpravidla příhradové, často dvouklobové či trojkloubové.

Třetím typem jsou oblouky, jejichž výška se zvětšuje směrem k patkám (obr. 12c). Mohou být plnostěnné i příhradové. Většinou se jedná o oblouky vetknuté. [4]



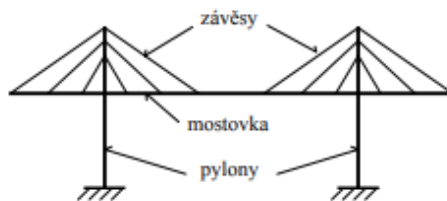
Obr. 12: Dělení podle tvaru oblouků [4]



Obr. 13: Lávka přes řeku Svratku v Brně – Komárově [11]

1.1.4 Zavěšené lávky a mosty

Hlavním nosným prvkem zavěšených mostů je trámový nosník mostovky, jenž je zavěšený na šikmých závěsech. Závěsy jsou vedeny přes pylony do dalšího pole, nebo do podpory, na kterou působí šikmými tahy. Trám bývá většinou plnostěnný, použití trámu příhradového je méně časté. Za vhodné se považuje rozpětí kolem 300 m až 400 m v případě mostů, lávky se navrhují i pro menší rozpětí okolo 100 m. Zavěšené mosty se díky svému vzhledu hodí nejlépe do městského prostředí.



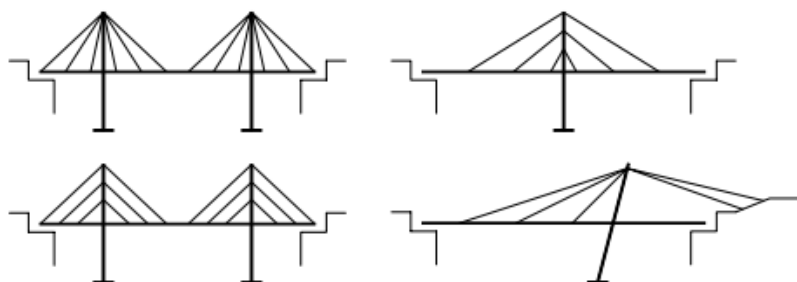
Obr. 14: Základní schéma zavěšeného mostu [9]

Trámový nosník mostovky působí jako spojitý nosník na pevných i poddajných podporách. Pylony a krajní opěry představují podpory pevné, závěsy jsou podpory poddajné. U moderních mostů se používá plnostěnný trám aerodynamického tvaru. Nejčastěji se jedná o komorový nosník s větším počtem komor. Příhradový trám má oproti plnostěnnému větší tuhost a proto nepotřebuje tak husté závěsy

Pylony mohou být ocelové či betonové. Pokud je most souměrný, měly by být svislé. V případě nesouměrného mostu jsou výhodnější pylony nakloněné. Jejich průřez je značných rozměrů, protože přenášená zatížení jsou velmi velká. Jelikož jsou namáhány převážně tlakem, zejména u evropských mostů převládá použití těch betonových (předpjatý železobeton). Hlavním důvodem je jejich snadné nadimenzování a také cena betonu, který je podstatně levnější než ocel. Ocelové pylony se upřednostňují v případech, kdy rozhoduje rychlost výstavby. Kombinací oceli a betonu vznikají pylony ocelobetonové – dutý ocelový průřez vyplněný betonem. Běžná výška pylonů je asi $1/5$ až $1/8$ rozpětí nejdelšího (hlavního) pole, v případě nesymetrických soustav až $1/3$ rozpětí. Vysoké pylony přispívají ke zmenšení sil v závěsech, nevýhodou je větší spotřeba materiálu na pylon. Příliš nízké pylony mají za následek zvětšení průhybu trámu mostovky. Optimální výška s ohledem na spotřebu materiálu se pohybuje kolem $1/6$ až $1/7$ rozpětí.

Uspořádání závěsných lan může být souměrné ke středu mostu, ale také nesouměrné z estetických či jiných příčin. Ze statického hlediska je vhodné, když se výslednice sil v závěsech příliš neodchyluje od osy pylonu. Lana mohou být rovnoběžná (harfa) nebo vějířovitá. Pro závěsy se nejčastěji používají vysokopevnostní lana s rovnoběžnými dráty, případně lana vinutá. Ochranu jim poskytuje chránička z polyetylénu, která má pro celý most stejnou barvu i průměr a díky ní dojde k optickému sjednocení. Chránička má na svém povrchu výčnělky, které omezí kmitání lan při větru či dešti. Na konci lan jsou také instalovány tlumiče. Aby se závěsy s malým sklonem neprohýbaly od vlastní tíhy, je nutné je předpínat. Důležité je lana ukotvit pod požadovaným úhlem, aby nedocházelo k jejich namáhání ohybovým

momentem v místě kotvení. Nejběžnější je použití dvou závěsových rovin. Pokud je trám dostatečně tuhý v kroucení, mohou být závěsy v jedné rovině. [4]



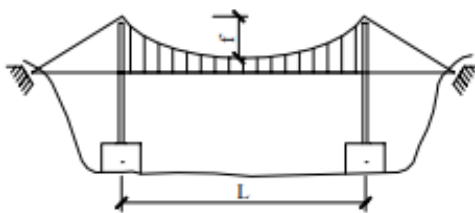
Obr. 15: Základní tvary zavěšených mostů [9]



Obr. 16: Lávka přes řeku Labe v Čelákovících [12]

1.1.5 Visuté lávky a mosty

Visuté mosty, v porovnání s ostatními typy mostů, umožňují překlenutí největších rozpětí. Vyplatí se je navrhovat pro rozpětí 300 m a větší. V případě lávek pro pěší se navrhují i pro menší rozpětí, zejména kvůli jejich příznivému vzhledu. Hlavním nosným prvkem je visutý pás vysoké pevnosti, který je převeden přes pylony a ukotven do bloků poblíž opěr mostu. Tyto mosty bývají vždy symetrické okolo středu rozpětí.



Obr. 17: Základní schéma visutého mostu [9]

V minulosti byl hlavním nosným prvkem řetěz. Řetězové mosty byly bez výztužného nosníku a prvky mostovky měly zavěšeny prostřednictvím závěsů přímo na visutém pásu. Toto vedlo k nadměrným deformacím a často také ke zřícení konstrukce. Z toho důvodu se začaly stavět mosty s výztužným nosníkem, jenž tyto problémy eliminoval. Později byl řetěz nahrazen vinutým lanem či kabelem z rovnoběžných drátů. Nosná lana se většinou splétají až ve vzduchu, po dokončení jsou opatřena bandáží. U velmi zatížených mostů dosahuje průměr lana až 1 m. Nosné lano je kotveno převážně do kotevního bloku, na který působí šikmým tahem. Pokud to základové poměry neumožňují, lze jej také zakotvit do výztužného nosníku.

Díky tomu jsou reakce v podporách svislé. Kdysi bylo kotvení prováděno zabetonováním, v dnešní době se lano rozdělí na větší počet pramenů a ty se kotví pomocí zalitých koncovek do kotevního roštu. Závěsy mohou být svislé i šikmé. Nejčastěji jsou vyrobeny z kulatiny. K visutému pásu jsou připojeny pomocí objímek.

Výztužný trám může být proveden jako plnostěnný či příhradový. V případě plnostěnného je vhodná výška mezi $1/80$ až $1/200$ rozpětí. Jelikož jsou plnostěnné trámy moderních mostů aerodynamického tvaru, postačuje výška trámu $1/350$ rozpětí. Pokud je použit příhradový trám, měla by jeho výška odpovídat přibližně $1/100$ rozpětí.

Pylony bývají většinou ocelové, betonové jsou méně časté. U velkých mostů jsou vetknuty do základů. Na jejich vrcholu je ocelové sedlo umožňující převedení lana přes pylon. [4]



Obr. 18: Základní typy visutých mostů s výztužným nosníkem [9]



Obr. 19: Lávka přes řeku Labe v Kolíně [13]

1.2 DYNAMICKÉ ZATÍŽENÍ A ODEZVA

1.2.1 Popis zatížení a odezvy

Za dynamické zatížení je považováno takové, které je schopné vyvolat v konstrukci dynamickou odezvu, tedy nezanedbatelné zrychlení. Nemusí to být jakékoliv zatížení měnící se v čase (např. změna teploty v průběhu dne), ani zatížení konstantní velikosti měnící svoji polohu na konstrukci (pohyblivé zatížení). Na druhou stranu, dynamickou odezvu může způsobit např. proudění vody či vzduchu stálou rychlostí, pokud při obtékání překážky vznikají víry, jenž více či méně pravidelně silově působí na překážku. Nezřídka se stává, že takto vyvolané síly překážku deformují a tato deformace zpětně působí na velikost sil vyvolaných proudem. Tento jev je patrný zejména u štíhlých lávek, které se začnou při přecházení většího počtu chodců lehce houpat a tímto svým pohybem ovlivní rytmus kroků většiny lidí, v důsledku čehož začnou amplitudy nebezpečně narůstat. Tyto kmity, které vzrůstem své amplitudy zvětšují budící sílu, jsou označovány jako samobuzené. Lze si je představit jako kmity soustavy se záporným tlumením – soustava svým pohybem energii dodává.

O tom, jestli dané zatížení vyvolá dynamickou odezvu, rozhodují vlastnosti samotného zatížení a také vlastnosti konstrukce, na které zatížení působí. Rozhodujícím faktorem je

rychlost reakce konstrukce (vytváření vnitřních sil) na změny vnějšího zatížení. Pokud je konstrukce tuhá, na pomalé změny zatížení reaguje okamžitě, bez setrvačnosti a s odezvou přibližně stejnou jako je statická odezva na zatížení v daném okamžiku. Je-li konstrukce příliš měkká, reaguje pomalu a tedy zatížení měnící rychle svoji velikost již přestane působit, nebo začne působit opačným směrem dříve, než konstrukce stihne zareagovat. K nebezpečnému zvětšení odezvy může dojít tehdy, je-li rychlost změny zatížení řádově blízká rychlosti, kterou se deformuje konstrukce, pokud je po vychýlení ponechána volně.

Podle svého průběhu mohou být dynamické zatížení i odezva buďto deterministické, nebo náhodné – stochastické. V prvním případě jsou obě veličiny definovány svým časovým průběhem – grafem, analytickou funkcí času či posloupností číselných hodnot. Jejich velikost lze v kterémkoli okamžiku určit a jejich velikost i časový průběh lze kdykoli zopakovat. Naproti tomu časový průběh náhodného děje nelze zapsat časovou funkcí, jeho hodnotu v daném čase lze určit pouze s určitou pravděpodobností. Do této skupiny patří např. vítr, hoření, neřízený proud vozidel či chodců, tedy procesy vznikající spolupůsobením více vlivů, jejichž souvislost není známa. V obou případech může jít o děje ustálené – stacionární, nebo o děje přechodové.

1.2.2 Zatížení chodci

Koncem minulého století a počátkem 21. století přibýlo velké množství lávek. Zatímco konstrukce mostů jsou navrhovány na stálé zatížení zvětšené dynamickým součinitelem a nejsou posuzovány z hlediska pohodlí uživatele, lávky pro pěší musí vyhovovat nejen statickému zatížení, ale zejména tomu dynamickému.

Normy a předpisy doporučují vyhnout se navrhování konstrukcí, jejichž vlastní frekvence jsou v rozmezí 1,6 až 2,4 Hz a 3,5 až 4,5 Hz. Tyto požadavky je ovšem pro většinu lávek nemožné splnit. Do těchto intervalů spadají pouze ty lávky, které mají rozpětí jednoho pole 23 až 89 m. Z toho důvodu musí být většina lávek podrobena dynamické analýze.

Chodci působí na konstrukci lávky dynamickým zatížením, které má tři složky – svislou, dvě horizontální a v určitých případech i torzní. Největší význam má složka svislá.

Zvláštním případem zatížení chodci jsou vandalové, kteří konstrukci lávky záměrně rozkmitávají. Kvůli jejich nízké hmotnosti, malé ohybové tuhosti a rozsahu jejich ohybových frekvencí stačí k rozkmitání pouhé pohupování v kolenou. Nicméně rozkmitání od většího počtu vandalů nehrozí, neboť sfázování budících sil od 5 a více výtržníků je výjimečné.

1.2.3 Zatížení větrem

V minulosti bylo zatížení větrem považováno za statické zatížení závislé na rychlosti větru a tvaru konstrukce, na níž působí. Postupem času se ukázalo, že zejména štíhlé konstrukce mohou být větrem také rozkmitány. Dneska je vítr vnímán jako náhodný proces. Vzhledem k jeho nezanedbatelným účinkům na především vysoké a štíhlé konstrukce, je většina těchto staveb (zmenšené modely) předem podrobena zkoušce v aerodynamickém tunelu. [5]

2 POSUZOVANÁ KONSTRUKCE

Předmětem této bakalářské práce je příhradová ocelová lávka pro pěší, jež se nachází v obci Dolní Lomná a přemostňuje řeku Lomná. Pro potřeby práce byla provedena určitá zjednodušení týkající se geometrie konstrukce.

2.1 IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE

Stavba:	Ocelová lávka pro pěší přes řeku Lomná
Katastrální území:	Dolní Lomná
Obec:	Dolní Lomná
Kraj:	Moravskoslezský
Projektant:	nezjištěn



Obr. 20: Příhradová lávka v Dolní Lomné

2.2 ZÁKLADNÍ ÚDAJE O OBJEKTU

Druh převáděné komunikace:	chodník pro pěší
Překážka:	řeka Lomná
Úhel křížení:	90°
Počet mostních polí přemostění:	1
Poloha mostovky:	dolní mostovka
Doba trvání:	most trvalý
Průběh trasy po mostě:	směrově i výškově v přímé
Hmotná podstata:	ocel
Členitost:	příhradová konstrukce
Omezení volné výšky na mostě:	2,00 m
Délka nosné konstrukce:	27,50 m
Šířka mezi zábradlím:	2,40 m
Celková šířka mostu:	3,00 m

2.3 POPIS KONSTRUKCE

2.3.1 Účel stavby

Lávka přes řeku Lomná byla postavena zejména za účelem umožnění přístupu k budově vodárny, která se nachází na pravém břehu řeky. Podél levého břehu prochází silnice III/01151 a také cyklostezka.

2.3.2 Charakter překážky

Lávka překlenuje překážku přírodního charakteru v podobě řeky Lomná. Tok je zde klidný. Koryto řeky je široké přibližně 20 m. Hladina vody v době zaměření konstrukce byla vysoká přibližně 0,5 m. Břehy jsou zpevněné pomocí kamenů.

2.3.3 Převáděná komunikace

Převáděnou komunikací je chodník pro pěší s průchozím profilem 2,40 x 2,00 m. Přístup na lávku je zajištěn pomocí ocelového schodiště.

2.3.4 Nosná konstrukce

Nosnou konstrukci tvoří hlavní příhradové nosníky a prvková mostovka, která je na hlavní nosníky připojena prostřednictvím příčníků v místě styčníků. Na příčnících jsou umístěny podélníky. Tuhost zajišťuje podélné podmostovkové i nadmostovkové ztužení.

2.4 PROHLÍDKA A ZAMĚŘENÍ STÁVAJÍCÍ KONSTRUKCE

2.4.1 Nedostupnost projektové dokumentace

Za účelem zjištění relevantních informací o konstrukci lávky pro potřeby statického výpočtu byla podána žádost o zpřístupnění projektové dokumentace na Stavební úřad Jablunkov. Bohužel mi bylo sděleno, že dokumentace takto staré konstrukce již není k dispozici. Zkusil jsem tedy kontaktovat Povodí Odry a také Správu silnic Moravskoslezského kraje, rovněž bez úspěchu. Poslední možností bylo oslovit Obecní úřad Dolní Lomná. Zde mi byla zpřístupněna dostupná dokumentace všech mostů v obci, ale posuzovaná lávka mezi nimi nebyla. Z tohoto důvodu byla nezbytně nutná prohlídka a ruční zaměření konstrukce.

2.4.2 Ruční zaměření konstrukce

Rozměry lávky a jejích hlavních nosných prvků byly zjištěny pomocí svinovacího metru. Tloušťky použitých plechů a dimenze profilů byly stanoveny pomocí posuvného měřítka. Z důvodu pokročilé koroze a vrstvy nátěru naměřené hodnoty nebyly zcela přesné, proto byly vhodně upraveny dle statických tabulek. Tloušťka stěn u kruhových profilů byla vhodně zvolena.



Obr. 21: Měření svinovacím metrem

2.4.3 Zjištěné závady

V rámci místního šetření bylo zjištěno několik závad. První z nich je špatný stav ochranného nátěru a z toho plynoucí poškození jednotlivých prvků konstrukce korozí. Druhou závadou je mechanické poškození spodního pásu hlavního nosníku. Vzhledem k tomu, že se jedná o nosník na straně orientované proti proudu řeky, příčinou byl pravděpodobně náraz tělesa v době záplav. Nicméně spodní pás je namáhán zejména tahem, tudíž toto poškození nemá vliv na jeho správnou funkci.



Obr. 22: Degradace antikoroziního nátěru



Obr. 23: Deformace spodního pásu

3 VÝPOČTOVÁ ČÁST

3.1 VÝPOČET ZATÍŽENÍ

3.1.1 Vlastní tíha a stálé zatížení

Vlastní tíha hlavních nosných prvků (hlavní nosné trámy, příčníky, podélníky, ztužení) byla generována automaticky programem SCIA Engineer na základě zadané průřezové plochy a objemové hmotnosti zvoleného materiálu.

Ostatní nemodelovaná vlastní tíha v podobě dřevěných fošen a ocelového zábradlí byla přiřazena ručně v podobě spojitého zatížení. Uvažovaný materiál mostin je rostlé listnaté dřevo D30. Tloušťka mostin je 50 mm, šířka se pohybuje v rozpětí 100 až 200 mm. Ve výpočtu bude uvažováno s konzervativní hodnotou $b = 150$ mm. Tíha zábradlí byla stanovena odhadem.

- Dřevěné mostiny $g_k = 0,32 \text{ kN/m}^2$
- Ocelové zábradlí $g_k = 0,259 \text{ kN/m}$

3.1.2 Sníh

V případě lávek se zatížení sněhem uvažuje pouze s vyloučením zatížení od dopravy. Jelikož je toto zatížení výrazně menší než zatížení od dopravy (zatížení davem lidí), nebude ve výpočtech dále uvažováno.

3.1.3 Vítr

Velkou roli hraje celková plocha, na níž může vítr působit. Zatížení větrem nepůsobí jen na samotnou konstrukci, ale také na chodce jdoucí po lávce. Hlavní příhradový trám posuzované lávky tvoří pouze pásy a diagonály, tedy plocha, kterou může vítr pronikat skrz

konstrukci je ještě větší, než při užití svislicové soustavy. Rovněž použité profily jsou relativně subtilní a ani zábradlí nebrání pronikání větru. Výhodou je i celková tuhost prostorové příhradové konstrukce, díky čemuž má zatížení větrem zanedbatelný vliv, ve srovnání např. s visutými či zavěšenými lávkami. Z těchto důvodů nebude zatížení větrem uvažováno.

3.1.4 Teplota

Zatížení rovnoměrnou teplotou nebude uvažováno, jelikož ložiska na jedné ze stran umožňují konstrukci vodorovný posun a zatížení by mělo zanedbatelnou hodnotu. Nebude uvažováno ani s teplotou nerovnoměrnou, protože v konstrukci nevzniknou výrazné rozdíly teplot.

3.1.5 Doprava

3.1.5.1 Rovnoměrné zatížení

Lávka je určena výhradně pro pěší, případně cyklistickou dopravu. Bude uvažováno pouze se zatížením davem lidí, které je významnější než zatížení cyklistickou dopravou. Dle ČSN EN 1991-2 [1] se zatížení davem lidí může modelovat pomocí LM4, kdy je hodnota rovnoměrného svislého zatížení $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$. Pokud není LM4 požadován, jsou doporučené hodnoty zatížení následující:

$$q_{fk} = 2,0 + \frac{120}{L+30} = 2,0 + \frac{120}{27,5+30} = 4,087 \text{ kN/m}^2$$

$$2,5 \text{ kN} \leq 4,087 \leq 5 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{fk} = q_{fk} \cdot L \cdot b_{mostin} = 4,087 \cdot 27,5 \cdot 2,4 = 269,742 \text{ kN}$$

3.1.5.2 Soustředěné zatížení

Charakteristická hodnota soustředěného zatížení Q_{fwk} má být rovna 10 kN a působí na čtvercové ploše o straně 0,10 m. Toto zatížení se vzájemně vylučuje se zatížením od obslužného vozidla. Z důvodu přístupu na lávku pomocí schodiště je vyloučeno zatížení obslužným vozidlem, nicméně výskyt osamělého břemena není předpokládán a toto zatížení nebude ve výpočtu uvažováno. [1]

3.1.5.3 Obslužné vozidlo

Není uvažováno se zatížením od obslužného vozidla $Q_{serv.}$ z výše zmíněných důvodů. [1]

3.1.5.4 Vodorovná síla

Vodorovná síla působící ve podélném směru lávky v úrovni horního povrchu mostin. Vylučuje se se svislým soustředěným zatížením Q_{fvk} a působí současně s odpovídajícím svislým zatížením. Jeho hodnota je rovna 10 % z celkového zatížení odpovídající rovnoměrnému zatížení, nebo 60 % celkové tíhy obslužného vozidla. [1]

$$Q_{flk} = 0,1 \cdot 269,742 = 26,974 \text{ kN}$$

3.1.6 Mimořádné zatížení

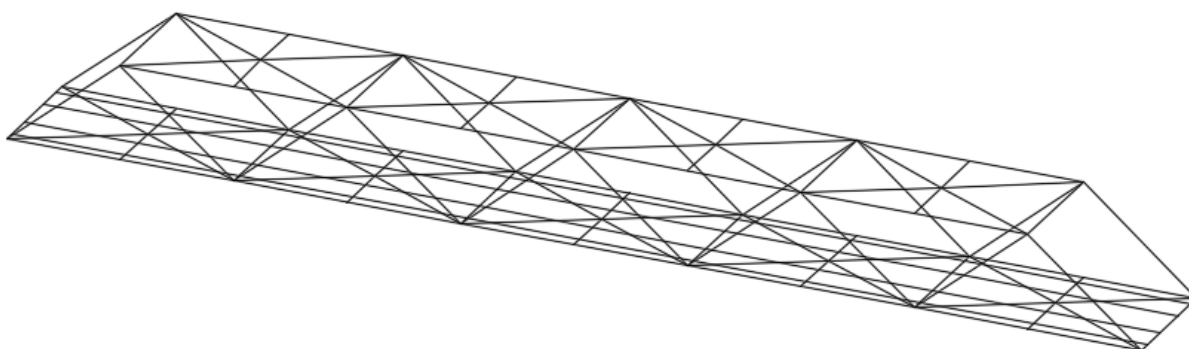
Za mimořádné zatížení je považován náraz od silniční dopravy pod lávkou či mimořádný výskyt těžkého vozidla. Vzhledem k charakteru a dispozici lávky tyto mimořádné situace nenastanou a nebudou uvažovány ve výpočtu. [1]

3.2 VÝPOČETNÍ MODEL

Pro vytvoření modelu je nutné získání všech potřebných informací o dané konstrukci. Mezi základní patří geometrie, dispozice, detaily spojů, konstrukční materiál, použité profily a další.

3.2.1 Geometrie modelu

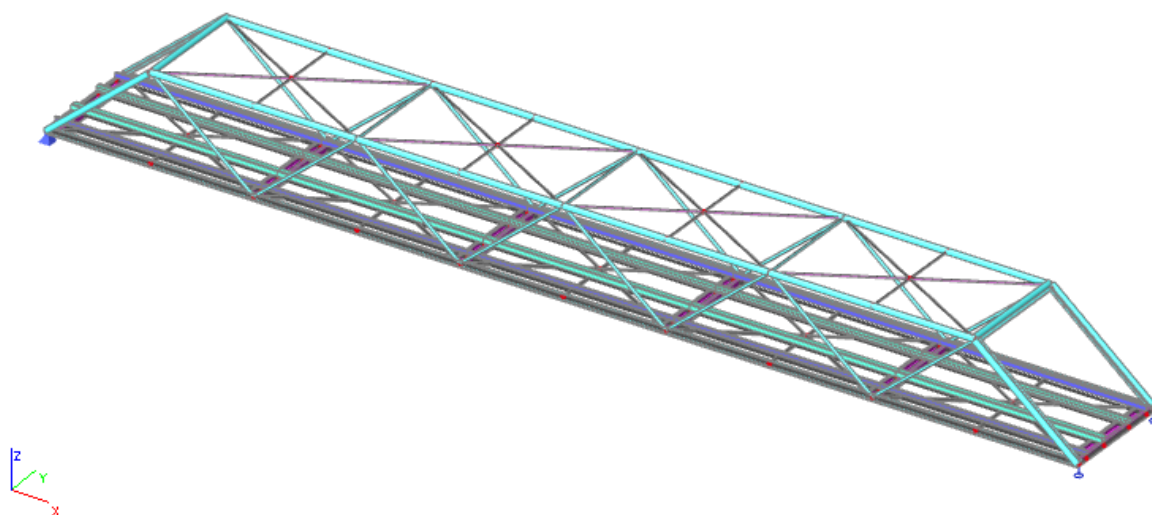
Nejjednodušší cestou k správnému vykreslení konstrukce byla tvorba drátového modelu v programu AutoCAD 2016 a jeho následný import do programu SCIA Engineer.



Obr. 24: Drátový model v programu AutoCAD 2016

3.2.2 Použité profily

Po importu do programu SCIA Engineer byly prutům přiřazeny skutečné průřezové a materiálové charakteristiky. Netypické profily byly opět importovány z programu AutoCAD 2016. Je nutné připomenout, že profily jsou idealizované, v některých případech vhodně zvolené.



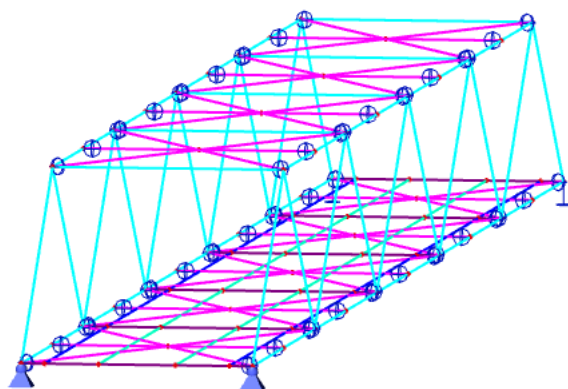
Obr. 25: Model v programu SCIA Engineer

3.2.3 Tuhost spojů

Vzhledem k tomu, že všechny spoje na konstrukci jsou svařované, bylo by nevhodné použití modelu s čistými klouby, které nepřenášejí ohybové momenty. Výpočet na tomto modelu by byl až příliš konzervativní a výsledky by neodpovídaly skutečnosti.

Nicméně, ani svařované spoje nebudou nekonečně tuhé. Při použití tohoto modelu budou výsledné normálové síly v prutech nižší a konstrukce bude celkově tužší. Toto řešení se realitě blíží více, ale stále nevystihuje skutečné chování konstrukce.

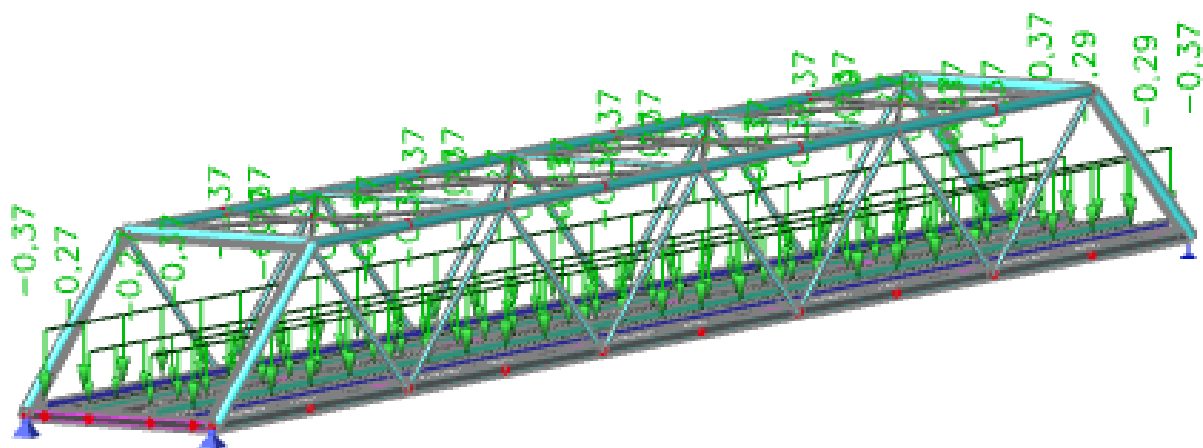
Nejlepším řešením, jež vystihuje skutečnost, by bylo manuální nastavení tuhostí jednotlivých spojů. Pro potřeby této bakalářské práce bude postačovat model, který má příčníky, podélníky i hlavní nosníky tuze rámově spojené. Podmostovkové i nadmostovkové ztužení je připojeno kloubově.



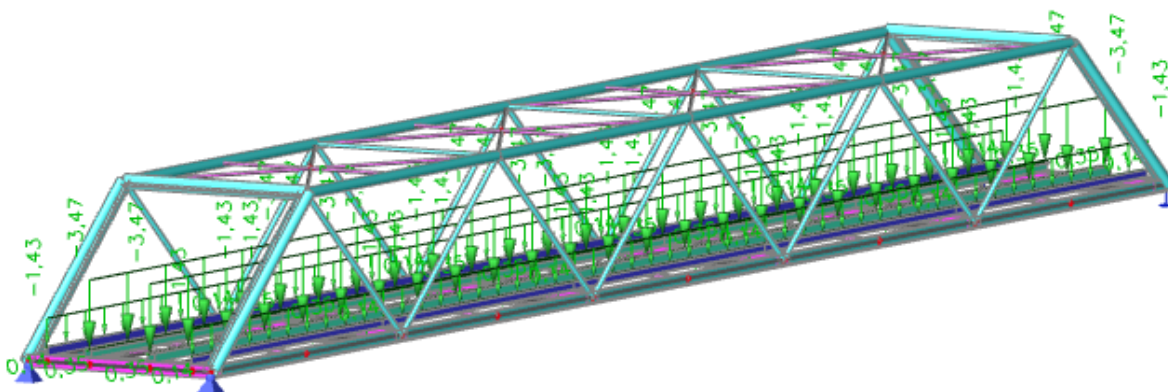
Obr. 26: Kloubové připojení ztužujících prutů

3.2.4 Zatěžovací stavy

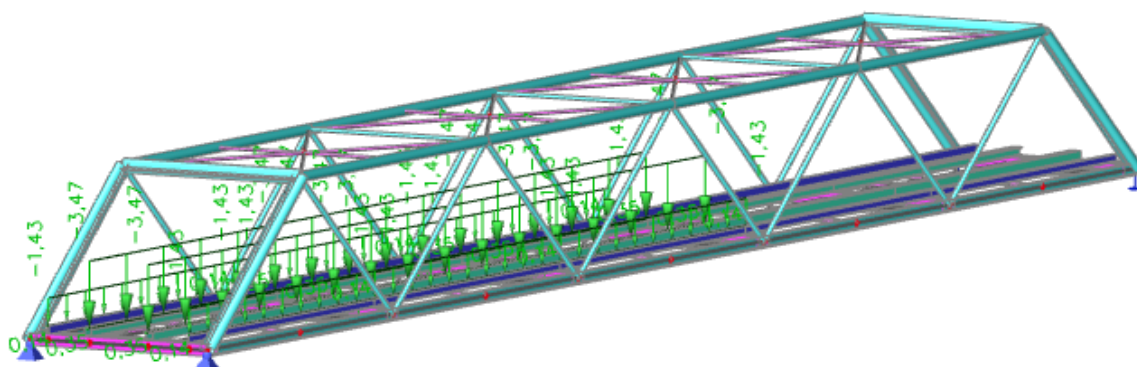
Lávka je zatížena vlastní tíhou, tíhou mostin, zábradlí a davem lidí. Veškerá zatížení jsou zadána excentricky, aby bylo co nejvíce vystihnuto skutečné působení na konstrukci lávky. Zábradlí je do modelu zahrnuto spojitým zatížením po délce podélníku. Tíha mostin a zatížení od chodců je rovněž přepočítána na podélníky. Zatížení chodců bylo zadáno jako výběrové zatížení, díky čemuž se jednotlivé zatěžovací stavy chodců nebudou kombinovat mezi sebou. Celkem bylo vytvořeno 11 zatěžovacích stavů.



Obr. 27: Zatížení od mostin a zábradlí ZS2

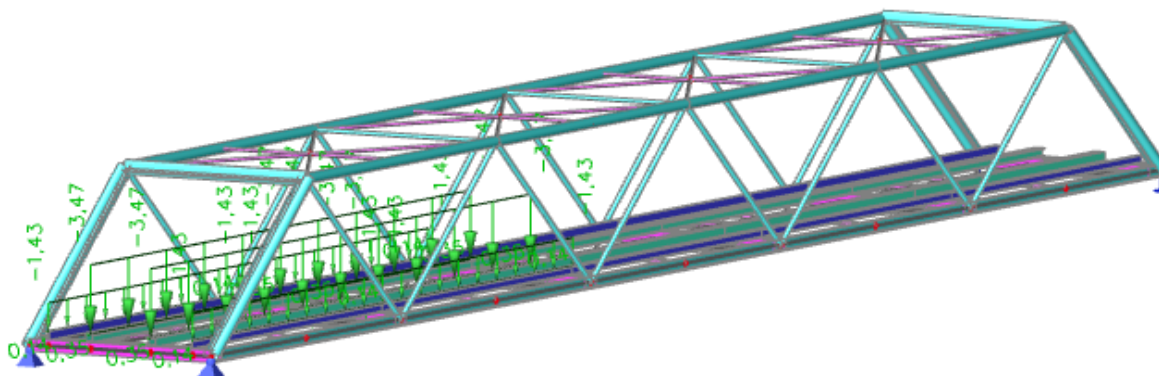


Obr. 28: Zatížení davem lidí po celé ploše + 10 % vodorovné zatížení ZS3



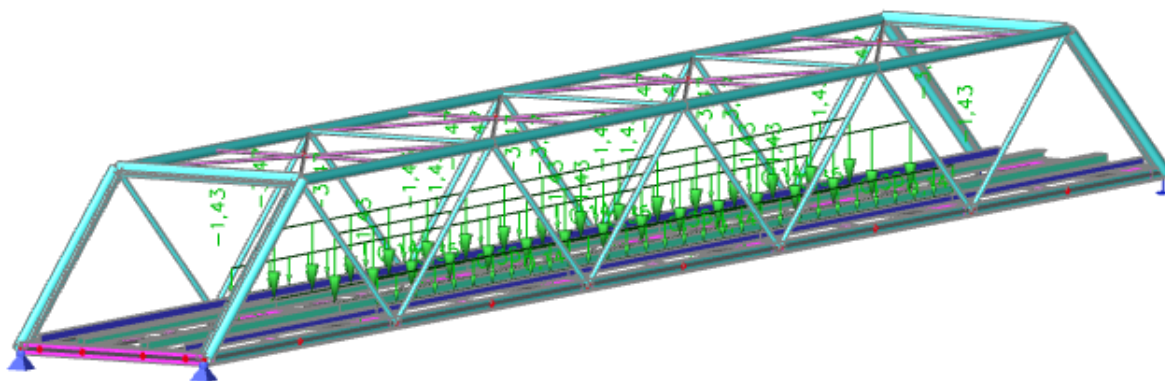
Obr. 29: Zatížení davem lidí na třech polích + 10 % vodorovné zatížení ZS4

ZS 5 je zrcadlově shodný se ZS4.

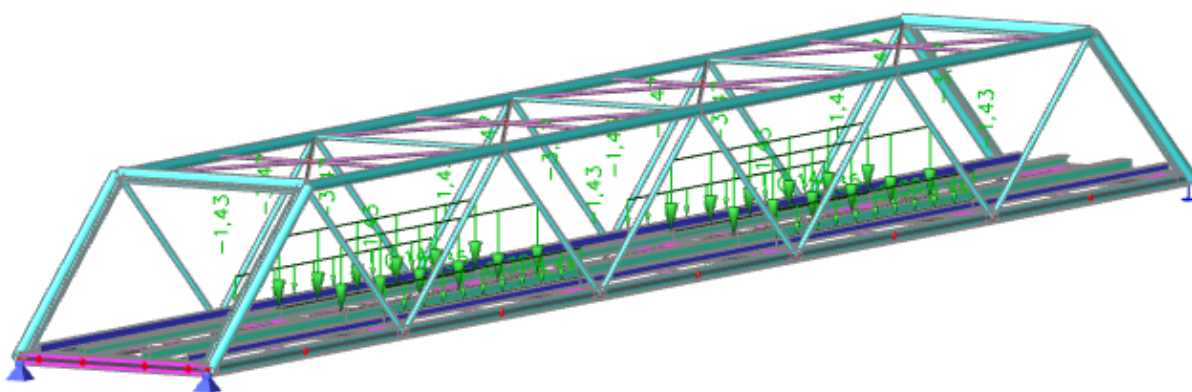


Obr. 30: Zatížení davem lidí na dvou polích + 10 % vodorovné zatížení ZS6

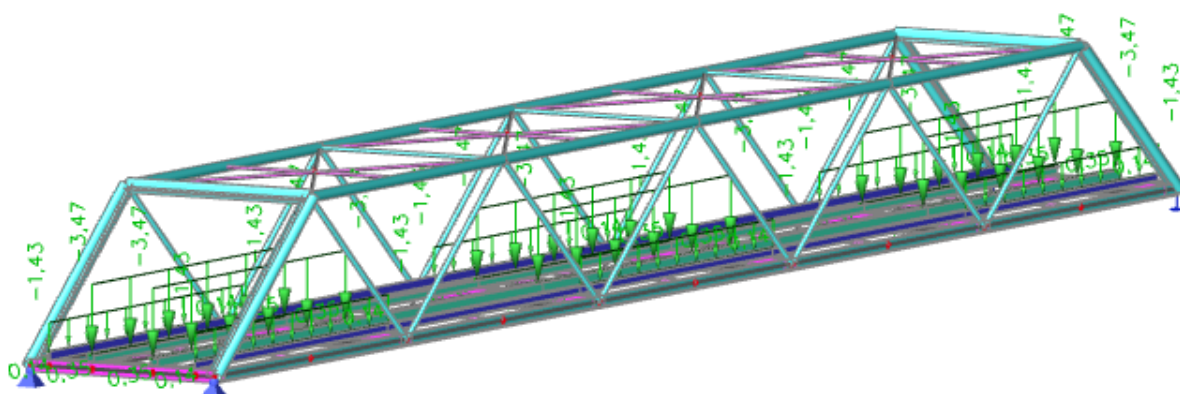
ZS 7 je zrcadlově shodný se ZS6.



Obr. 31: Zatížení davem lidí uprostřed + 10 % vodorovné zatížení ZS9



Obr. 32: Zatížení davem lidí střídavě 1 + 10 % vodorovné zatížení ZS10



Obr. 33: Zatížení davem lidí střídavě 2 + 10 % vodorovné zatížení ZS11

3.3 ZJEDONODUŠENÝ MODEL

Pro předběžné posouzení hlavních nosných prvků a zároveň pro kontrolu správnosti prostorového modelu byly vytvořeny zjednodušené rovinné modely. Průřezové charakteristiky jsou stejné jako v případě 3D modelu. Vzhledem tomu, že se jedná o předběžné posouzení, bylo uvažováno pouze se zatížením davem lidí po celé ploše a všechny podpory byly modelovány jako tuhé. Jelikož dřevěné mostiny nejsou součástí 3D modelu, byly posouzeny pouze na vnitřní síly získané z modelu zjednodušeného.

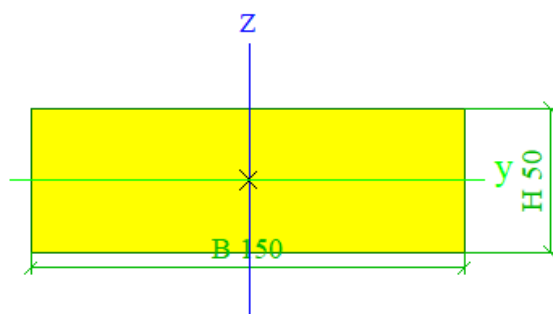
3.4 PŘEDBĚŽNÉ POSOUZENÍ HLAVNÍCH NOSNÝCH PRVKŮ

3.4.1 Mostina

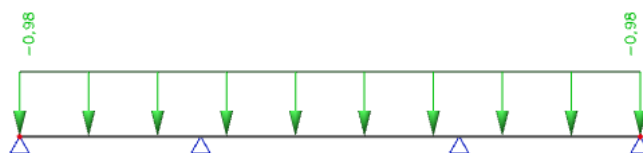
Prvek je zatížen vlastní tíhou a davem lidí. Plošná zatížení byla přepočítána na spojitá.

- Vlastní tíha $g_d = 0,0648 \text{ kN/m}$
- Chodci $q_d = 0,920 \text{ kN/m}$

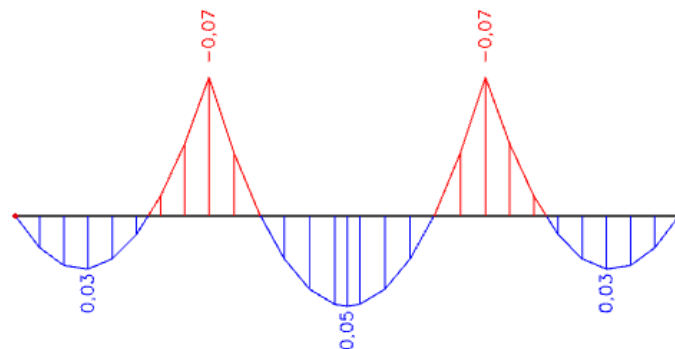
Mostina byla modelována jako spojitý nosník o třech polích. Podpory tvoří podélníky.



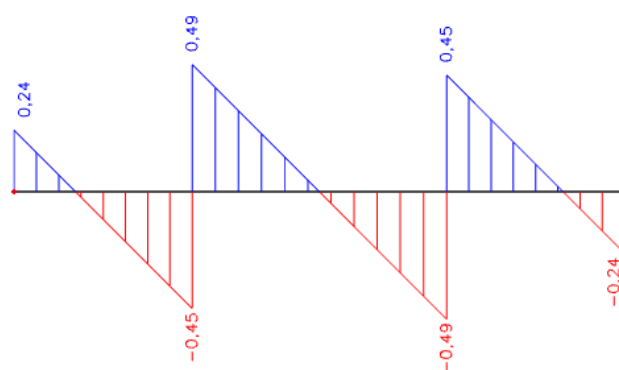
Obr. 34: Průřez mostiny



Obr. 35: Statické schéma mostiny



Obr. 36: Průběh ohybových momentů [kN]



Obr. 37: Průběh posouvajících sil [kN]

Posouzení MSÚ

Únosnost v ohybu

$$M_{y,Ed} = 0,07 \text{ kNm}$$

$$W_{el,y} = \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 = \frac{1}{6} \cdot 150 \cdot 50^2 = 62500 \text{ mm}^3 \quad (1.)$$

$$f_{m,y,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_m} = 0,7 \cdot \frac{30}{1,3} = 16,154 \text{ MPa} \quad (2.)$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,Ed}}{W} = \frac{0,07 \cdot 10^6}{62500} = 1,12 \text{ MPa} \quad (3.)$$

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} = \frac{1,12}{16,154} = \mathbf{0,069 \leq 1} \quad \mathbf{VYHOVÍ} \quad (4.)$$

Únosnost ve smyku

$$V_{Ed} = 0,49 \text{ kN}$$

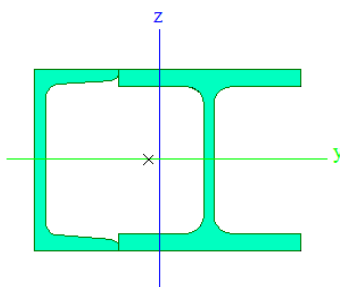
$$f_{v,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{v,k}}{\gamma_m} = 0,7 \cdot \frac{4,0}{1,3} = 2,154 \text{ MPa} \quad (5.)$$

$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_{Ed}}{b \cdot h} = \frac{3}{2} \cdot \frac{0,49 \cdot 10^3}{150 \cdot 50} = 0,098 \text{ MPa} \quad (6.)$$

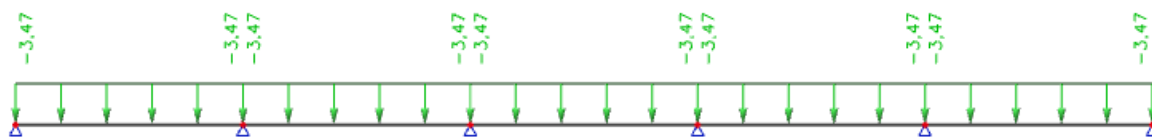
$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} = \frac{0,098}{2,154} = \mathbf{0,045 \leq 1} \quad \mathbf{VYHOVÍ} \quad (7.)$$

3.4.2 Podélník

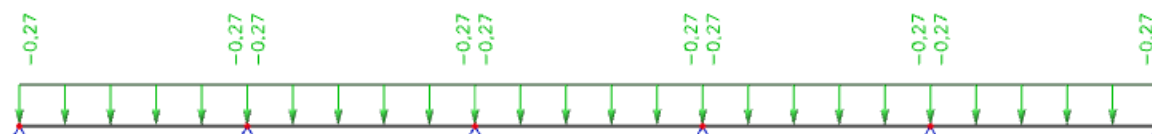
Pro posouzení byl vybrán jeden z vnitřních podélníků, který je modelován jako spojitý nosník o 5 polích. Podpory tvoří příčnky. Podélník je zatížen vlastní tíhou, mostinami a zatížením od davu lidí. Plošné zatížení bylo roznásobeno roznášecí šířkou, čímž bylo získáno spojité zatížení působící na podélník.



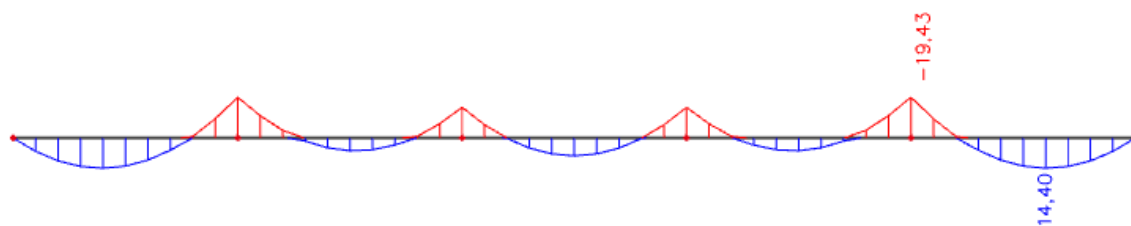
Obr. 38: Průřez vnitřního podélníku



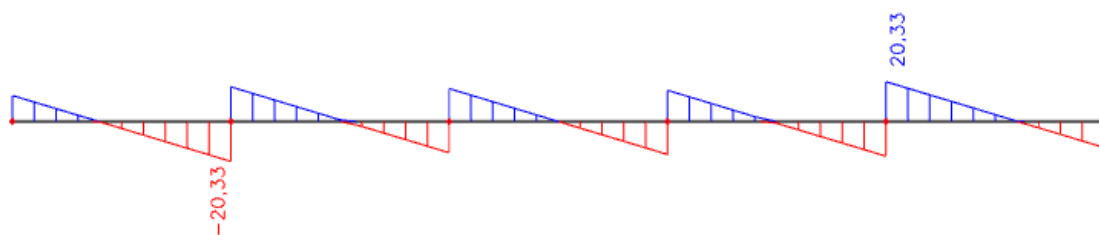
Obr. 39: Zatížení davem lidí [kN/m]



Obr. 40: Zatížení mostinami [kN/m]



Obr. 41: Průběh ohybových momentů [kNm]



Obr. 42: Průběh posouvajících sil [kN]

Posouzení MSÚ

Únosnost v ohybu

$$M_{y,Ed} = 19,430 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yd}}{\gamma_{M0}} = \frac{2,3804 \cdot 10^{-4} \cdot 235 \cdot 10^3}{1,0} = 55,939 \text{ kNm} \quad (8.)$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{Rd}} = \frac{19,430}{55,939} = \mathbf{0,347 \leq 1 \text{ VYHOVÍ}} \quad (9.)$$

Klopení není nutné posuzovat, prvek je tuhý v kroucení.

Únosnost ve smyku

$$V_{Ed} = 20,330 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_{yd}}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{1,7016 \cdot 10^{-3} \cdot 235 \cdot 10^3}{1,0 \cdot \sqrt{3}} = 230,869 \text{ kN} \quad (10.)$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{20,330}{230,869} = \mathbf{0,088 \leq 1 \text{ VYHOVÍ}} \quad (11.)$$

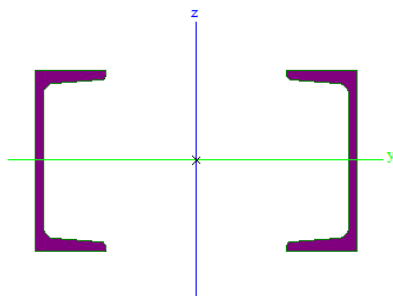
Interakce ohybu a smyku

Interakci ohybu a smyku lze zanedbat, pokud je splněna následující podmínka:

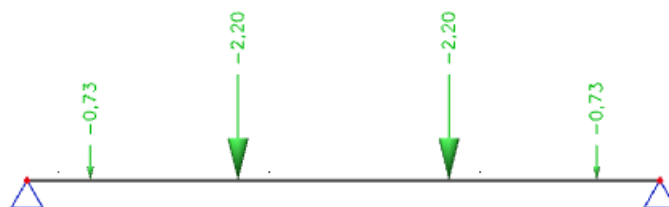
$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{20,330}{230,869} = \mathbf{0,088 \leq 0,5} \quad \mathbf{LZE ZANEDBAT} \quad (12.)$$

3.4.3 Příčník

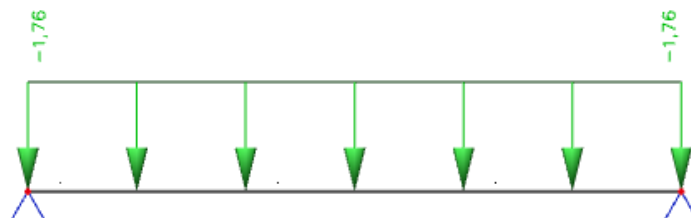
Příčník byl modelován jako prostý nosník, jehož podpory tvoří spodní pás hlavního nosného trámu. Musí přenést zatížení od mostin i lidí v podobě rovnoměrného spojitého zatížení, zatížení bodovými silami představující podélníky a také svou vlastní hmotnost.



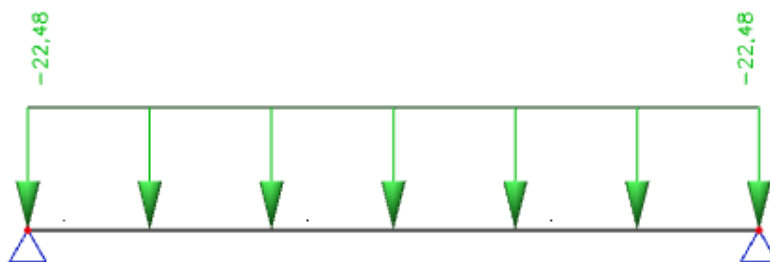
Obr. 43: Průřez příčníku



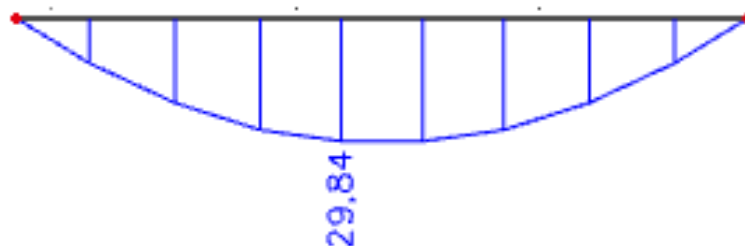
Obr. 44: Zatížení od podélníků [kN]



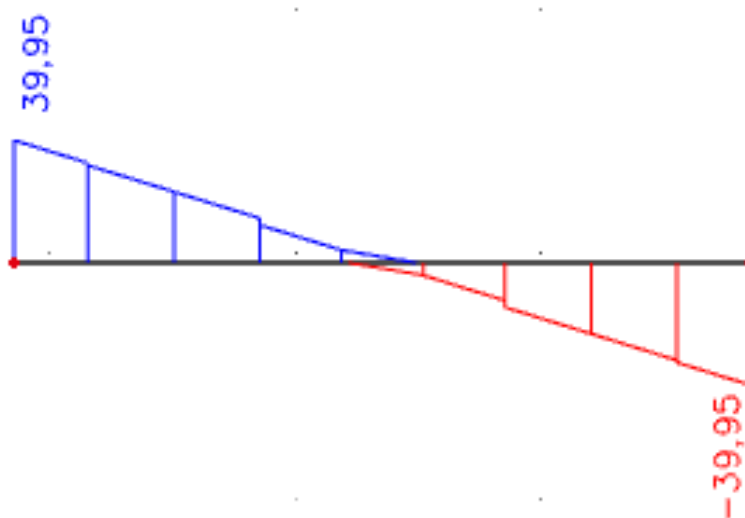
Obr. 45: Zatížení od mostin [kN/m]



Obr. 46: Zatížení od chodců [kN/m]



Obr. 47: Průběh ohybových momentů [kNm]



Obr. 48: Průběh posouvajících sil [kN]

Posouzení MSÚ

Únosnost v ohybu

$$M_{y,Ed} = 29,840 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} f_{yd}}{\gamma_{M0}} = \frac{3,6835 \cdot 10^{-4} \cdot 235 \cdot 10^3}{1,0} = 86,562 \text{ kNm} \quad (13.)$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{Rd}} = \frac{29,840}{86,562} = \mathbf{0,345 \leq 1} \quad \mathbf{VYHOVÍ} \quad (14.)$$

Klopení není nutné posuzovat, prvek je tuhý v kroucení.

Únosnost ve smyku

$$V_{Ed} = 39,950 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{A_{vz} \cdot f_{yd}}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{2,853 \cdot 10^{-3} \cdot 235 \cdot 10^3}{1,0 \cdot \sqrt{3}} = 387,087 \text{ kN} \quad (15.)$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{39,950}{387,087} = \mathbf{0,103 \leq 1} \quad \mathbf{VYHOVÍ} \quad (16.)$$

Interakce ohybu a smyku

Interakci ohybu a smyku lze zanedbat, pokud je splněna následující podmínka:

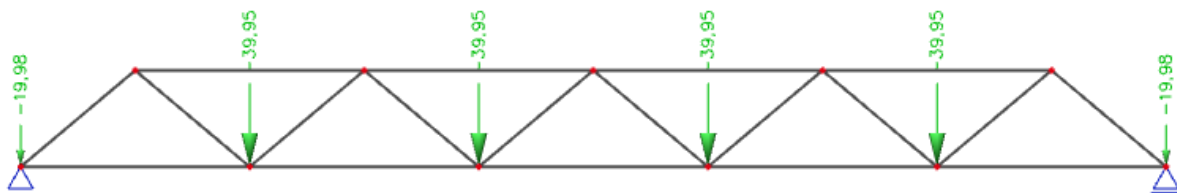
$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{39,950}{387,087} = \mathbf{0,103 \leq 0,5} \quad \mathbf{LZE ZANEDBAT} \quad (17.)$$

3.4.4 Hlavní nosník

Hlavní příhradový nosník je zatížen reakcemi od příčníků a vlastní tíhou. Byl modelován stejně jako v prostorovém modelu, tedy bez kloubů.

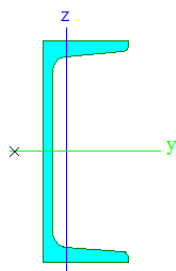


Obr. 49: Reakce od příčniku



Obr. 50: Uzlové zatížení trámu

3.4.4.1 Spodní pás



Obr. 51: Průřez spodního pásu

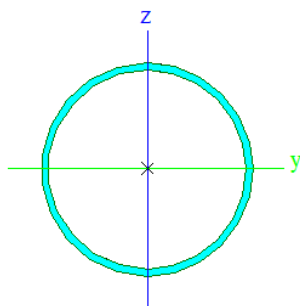
Únosnost v tahu

$$N_{Ed} = 413,860 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 2,80 \cdot 10^{-3} \cdot 235 \cdot 10^3 = 658,000 \text{ kN} \quad (18.)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{413,860}{658,000} = \mathbf{0,629 \leq 1} \quad \mathbf{VYHOVÍ} \quad (19.)$$

3.4.4.2 Horní pás



Obr. 52: Průřez horního pásu

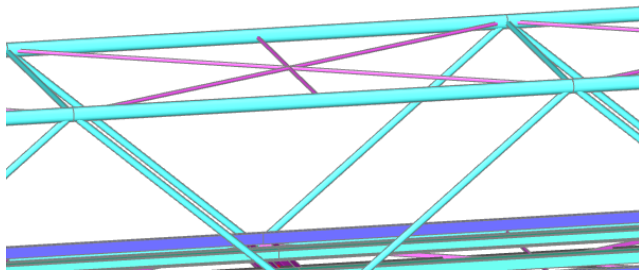
Únosnost v prostém tlaku

$$N_{Ed} = 412,730 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 2,32 \cdot 10^{-3} \cdot 235 \cdot 10^3 = 545,200 \text{ kN} \quad (20.)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{412,730}{545,200} = \mathbf{0,757 \leq 1} \quad \mathbf{VYHOVÍ} \quad (21.)$$

Únosnost v tlaku s vlivem vzpěru



Obr. 53: Vzpěrné délky horního pásu

Vzpěrná délka

$$L_{cr,y} = 5,5 \text{ m}$$

$$L_{cr,z} = 2,75 \text{ m}$$

Moment setrvačnosti

$$I_y = I_z = 6,3 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

Poloměr setrvačnosti

$$i_y = i_z = 52 \text{ mm}$$

Kritická štíhlost

$$\lambda_y = \frac{L_{cr,y}}{i_y} = \frac{5,5}{0,052} = 105,769 \quad (22.)$$

$$\lambda_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z} = \frac{2,75}{0,052} = 52,885 \quad (23.)$$

Srovnávací štíhlost

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \quad (24.)$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot 1 = 93,9 \quad (25.)$$

Poměrná štíhlost

$$\lambda_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{105,769}{93,9} = 1,126 \quad (26.)$$

$$\lambda_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{52,885}{93,9} = 0,563 \quad (27.)$$

Součinitel vzpěrnosti

$$\alpha_1 = 0,21 \text{ (křivka vzpěrnosti } a)$$

$$\phi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha_1 \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] \quad (28.)$$

$$\phi_y = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (1,126 - 0,2) + 1,126^2] = 1,231$$

$$\phi_z = 0,5 \cdot [1 + \alpha_1 \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] \quad (29.)$$

$$\phi_z = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,563 - 0,2) + 0,563^2] = 0,697$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^2}} = \frac{1}{1,231 + \sqrt{1,231^2 - 1,126^2}} = 0,579 \quad (30.)$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \lambda_z^2}} = \frac{1}{0,697 + \sqrt{0,697^2 - 0,563^2}} = 0,903 \quad (31.)$$

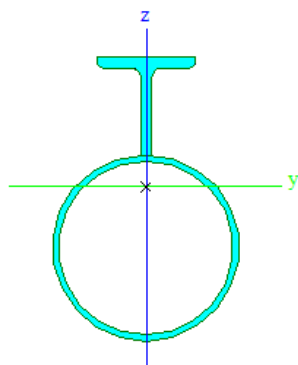
$$N_{b,Rd} = \chi_y \cdot A \cdot f_{yd} = 0,579 \cdot 2,32 \cdot 10^{-3} \cdot 235 \cdot 10^3 = 315,671 \text{ kN} \quad (32.)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{412,730}{315,671} = \mathbf{1,307 \not\leq 1} \quad \mathbf{NEVYHOVÍ} \quad (33.)$$

$$N_{b,Rd} = \chi_z \cdot A \cdot f_{yd} = 0,903 \cdot 2,32 \cdot 10^{-3} \cdot 235 \cdot 10^3 = 492,316 \text{ kN} \quad (34.)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{412,730}{492,316} = \mathbf{0,838 \leq 1} \quad \mathbf{VYHOVÍ} \quad (35.)$$

3.4.4.3 Diagonála D1



Obr. 54: Průřez diagonály D1

Únosnost v prostém tlaku

$$N_{Ed} = 181,570 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 3,68 \cdot 10^{-3} \cdot 235 \cdot 10^3 = 864,800 \text{ kN} \quad (36.)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{181,570}{864,800} = \mathbf{0,210 \leq 1} \quad \mathbf{VYHOVÍ} \quad (37.)$$

Únosnost v tlaku s vlivem vzpěru

Vzpěrná délka

$$L_{cr,y} = 3,585 \text{ m}$$

$$L_{cr,z} = 3,585 \text{ m}$$

Moment setrvačnosti

$$I_y = 2,2537 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_z = 6,6773 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

Poloměr setrvačnosti

$$i_y = 78 \text{ mm}$$

$$i_z = 43 \text{ mm}$$

Kritická štíhlost

$$\lambda_y = \frac{L_{cr,y}}{i_y} = \frac{3,585}{0,078} = 45,962 \quad (38.)$$

$$\lambda_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z} = \frac{3,585}{0,043} = 83,372 \quad (39.)$$

Srovnávací štíhlost

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \quad (40.)$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \varepsilon = 93,9 \cdot 1 = 93,9 \quad (41.)$$

Poměrná štíhlost

$$\lambda_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{45,962}{93,9} = 0,489 \quad (42.)$$

$$\lambda_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{83,372}{93,9} = 0,888 \quad (43.)$$

Součinitel vzpěrnosti

$$\alpha_1 = 0,21 \text{ (křivka vzpěrnosti } a)$$

$$\phi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha_1 \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] \quad (44.)$$

$$\phi_y = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,489 - 0,2) + 0,489^2] = 0,650$$

$$\phi_z = 0,5 \cdot [1 + \alpha_1 \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] \quad (45.)$$

$$\phi_z = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,888 - 0,2) + 0,888^2] = 0,967$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^2}} = \frac{1}{0,650 + \sqrt{0,650^2 - 0,489^2}} = 0,927 \quad (46.)$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \lambda_z^2}} = \frac{1}{0,967 + \sqrt{0,967^2 - 0,888^2}} = 0,741 \quad (47.)$$

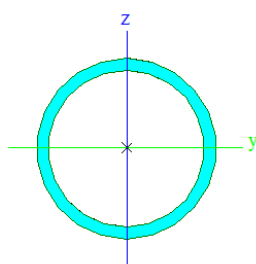
$$N_{b,Rd} = \chi_y \cdot A \cdot f_{yd} = 0,927 \cdot 3,68 \cdot 10^{-3} \cdot 235 \cdot 10^3 = 801,670 \text{ kN} \quad (48.)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{181,570}{801,670} = \mathbf{0,226 \leq 1} \quad \mathbf{VYHOVÍ} \quad (49.)$$

$$N_{b,Rd} = \chi_z \cdot A \cdot f_{yd} = 0,741 \cdot 3,68 \cdot 10^{-3} \cdot 235 \cdot 10^3 = 640,817 \text{ kN} \quad (50.)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{181,570}{640,817} = \mathbf{0,283 \leq 1} \quad \mathbf{VYHOVÍ} \quad (51.)$$

3.4.4.4 Diagonála D2



Obr. 55: Průřez diagonály D2

Únosnost v tahu

$$N_{Ed} = 177,370 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = A \cdot f_{yd} = 1,12 \cdot 10^{-3} \cdot 235 \cdot 10^3 = 263,200 \text{ kN} \quad (52.)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{177,370}{263,200} = \mathbf{0,674 \leq 1} \quad \mathbf{VYHOVÍ} \quad (53.)$$

3.4.4.5 Posouzení ostatních prutů příhradového trámu

V následujících dvou tabulkách jsou přehledně shrnuty posudky všech prutů příhradového trámu.

Název	rovina	N_{ed} [kN]	délka [m]	L_{cr} kritická délka [m]	I [m ⁴]	i [mm]	λ	$N_{b,Rd}$ [kN]	$N_{ed}/N_{b,Rd}$
H1	y	275,380	5,500	5,500	6,30E-06	52	105,54	316,0	0,87
	z	275,380	5,500	2,750	6,30E-06	52	52,77	492,8	0,56
H2	y	412,750	5,500	5,500	6,30E-06	52	105,54	316,0	1,31
	z	412,750	5,500	2,750	6,30E-06	52	52,77	492,8	0,84
D1	y	181,570	3,585	3,585	2,25E-05	78	45,81	802,6	0,23
	z	181,570	3,585	3,585	6,68E-06	43	84,16	636,9	0,29
D3	y	90,770	3,585	3,585	7,09E-07	25	142,49	96,1	0,94
	z	90,770	3,585	3,585	7,09E-07	25	142,49	96,1	0,94
D5	y	1,560	3,585	3,585	7,09E-07	25	142,49	96,1	0,02
	z	1,560	3,585	3,585	7,09E-07	25	142,49	96,1	0,02

Tab. 1: Posudek tlačných prutů

Poznámka: plná verze tabulky je dostupná v příloze č.3.

Název	N_{ed} [kN]	A [m ²]	f_{yd} [MPa]	$N_{b,Rd}$ [kN]	$N_{ed}/N_{b,Rd}$
S1	139,45	2,80E-03	235	658,0	0,21
S2	344,95	2,80E-03	235	658,0	0,52
S3	413,86	2,80E-03	235	658,0	0,63
D2	177,37	1,12E-03	235	263,2	0,67
D4	88,49	1,12E-03	235	263,2	0,34

Tab. 2: Posudek tažených prutů

3.5 POSOUZENÍ NA SÍLY ZÍSKANÉ Z 3D MODELU

Posudek je stejný jako v předešlé kapitole. Lišit se budou pouze velikosti vnitřních sil, neboť prostorový model dokáže lépe vystihnout spolupůsobení jednotlivých prvků. Roli by měl hrát také fakt, že v předběžném posouzení bylo uvažováno pouze zatížení lidmi působící na celé ploše, kdežto v případě prostorového modelu jsou zahrnuty všechny kombinace zatěžovacích stavů. Průběhy návrhových vnitřních sil jsou dostupné v příloze č. 3.

3.5.1 Podélník

Posouzení MSÚ

Únosnost v ohybu

$$M_{y,Ed} = 20,920 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 55,939 \text{ kNm} \quad (\text{viz. 8.})$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{Rd}} = \frac{20,920}{55,939} = \mathbf{0,374 \leq 1} \quad \text{VYHOVÍ} \quad (54.)$$

Únosnost ve smyku

$$V_{Ed} = 21,170 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 230,869 \text{ kN} \quad (\text{viz. 10.})$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{21,170}{230,869} = \mathbf{0,092 \leq 1} \quad \text{VYHOVÍ} \quad (55.)$$

3.5.2 Příčník

Únosnost v ohybu

$$M_{y,Ed} = 42,970 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 86,562 \text{ kNm} \quad (\text{viz. 13.})$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{Rd}} = \frac{42,970}{86,562} = \mathbf{0,496 \leq 1} \quad \text{VYHOVÍ} \quad (14.)$$

Únosnost ve smyku

$$V_{Ed} = 56,450 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 387,087 \text{ kN} \quad (\text{viz. 15.})$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{56,450}{387,087} = \mathbf{0,146 \leq 1} \quad \text{VYHOVÍ} \quad (16.)$$

3.5.3 Hlavní nosník

Název	rovina	N_{ed} [kN]	délka [m]	L_{cr} kritická délka [m]	I [m ⁴]	i [mm]	λ	$N_{b,Rd}$ [kN]	$N_{ed}/N_{b,Rd}$
H1	y	244,540	5,500	5,500	6,30E-06	52	105,54	316,0	0,77
	z	244,540	5,500	2,750	6,30E-06	52	52,77	492,8	0,50
H2	y	361,380	5,500	5,500	6,30E-06	52	105,54	316,0	1,14
	z	361,380	5,500	2,750	6,30E-06	52	52,77	492,8	0,73
D1	y	184,290	3,585	3,585	2,25E-05	78	45,81	802,6	0,23
	z	184,290	3,585	3,585	6,68E-06	43	84,16	636,9	0,29
D3	y	90,400	3,585	3,585	7,09E-07	25	142,49	96,1	0,94
	z	90,400	3,585	3,585	7,09E-07	25	142,49	96,1	0,94
D5	y	29,710	3,585	3,585	7,09E-07	25	142,49	96,1	0,31
	z	29,710	3,585	3,585	7,09E-07	25	142,49	96,1	0,31

Tab. 3: Posudek tlačných prutů

Poznámka: plná verze tabulky je dostupná v příloze č.3.

Název	rovina	N_{ed} [kN]	délka [m]	L_{cr} kritická délka [m]	I [m ⁴]	i [mm]	λ	$N_{b,Rd}$ [kN]	$N_{ed}/N_{b,Rd}$
HS	y	55,230	6,265	3,133	7,22E-08	12	265,33	14,1	3,91
	z	55,230	6,265	3,133	7,22E-08	12	265,33	14,1	3,91
DS	y	32,580	6,265	3,133	1,74E-07	19	164,53	27,7	1,18
	z	32,580	6,265	3,133	4,59E-08	10	320,34	8,5	3,85

Tab. 4: Posudek ztužení na tlak

Název	N_{ed} [kN]	A [m ²]	f_{yd} [MPa]	$N_{b,Rd}$ [kN]	$N_{ed}/N_{b,Rd}$
S1	109,63	2,80E-03	235	658,0	0,17
S2	214,82	2,80E-03	235	658,0	0,33
S3	250,27	2,80E-03	235	658,0	0,38
D2	178,37	1,12E-03	235	263,2	0,68
D4	87,11	1,12E-03	235	263,2	0,33

Tab. 5: Posudek tažených prutů

Název	N_{ed} [kN]	A [m ²]	f_{yd} [MPa]	$N_{b,Rd}$ [kN]	$N_{ed}/N_{b,Rd}$
HS	0,57	5,18E-04	235	121,7	0,00
DS	0,40	4,80E-04	235	112,8	0,00

Tab. 6: Posudek ztužení na tah

3.6 POROVNÁNÍ VÝSLEDNÝCH VNITŘNÍCH SIL

Prvek	2D Model	3D Model	Rozdíl v %
Podélník My [kNm]	19,430	20,920	7,67
Příčník My [kNm]	29,840	42,970	44,00
S1 N [kN]	139,450	109,630	-21,38
S2 N [kN]	344,950	214,820	-37,72
S3 N [kN]	413,860	250,270	-39,53
H1 N [kN]	275,380	244,540	-11,20
H2 N [kN]	412,750	361,380	-12,45
D1 N [kN]	181,570	184,290	1,50
D2 N [kN]	177,370	178,370	0,56
D3 N [kN]	90,770	90,400	-0,41
D4 N [kN]	88,490	87,110	-1,56
D5 N [kN]	1,560	29,710	1804,49

Tab. 7: Procentuální rozdíl výsledných vnitřních sil

3.7 SHRUTÍ VÝPOČTU

Za předpokladu, že model pracuje správně, tak prvky jejichž jednotkový posudek je větší než 1, opravdu nevyhovují požadavkům ČSN EN a je potřeba jejich výměna nebo ztužení. Je to způsobeno hlavně dnešními přísnějšími požadavky na konstrukce.

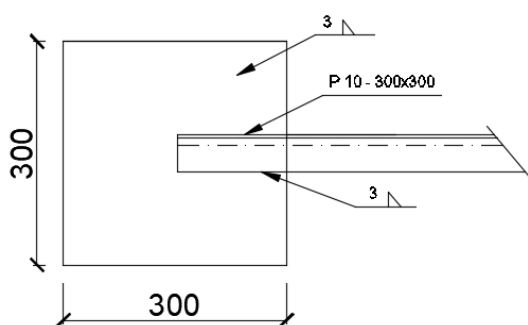
Z tabulky lze vyčíst, že vnitřní síly získané oběma způsoby výpočtu se liší, ačkoliv ne velmi. Je to způsobeno zejména idealizováním prvků na prosté či spojitě nosníky v případě zjednodušených modelů a také uvažováním jen jednoho zatěžovacího stavu. Například ohybové momenty na podélníku, jehož uložení v konstrukci opravdu odpovídá spojitěmu nosníku, se liší jen o necelých 8 %, kdežto vnitřní síly na příčniku se liší o téměř 50%, neboť na ně má větší vliv poloha chodců a uvažovaný zatěžovací stav tuto skutečnost nebyl schopen zachytit.

3.8 DYNAMIKA LÁVKY

Cílem modální analýzy je zjištění vlastních frekvencí a vlastních tvarů kmitání lávky. Výpočtem se prověřuje nutnost dalších posudků, např. kritérium ověření pohody chodců. Toto kritérium se musí ověřit tehdy, když jsou hodnoty vlastních frekvencí pro svislé kmitání v rozmezí 1-5 Hz a pro příčné kmitání v rozmezí 0,5-2,5 Hz. Vlastní frekvence a vlastní tvary kmitání lze stanovit pomocí programu SCIA Engineer. Jako kmitající hmota se uvažuje hmotnost lávky, včetně externě zadané vlastní hmotnosti a mostin. Po konzultaci s vedoucím práce bylo rozhodnuto, že v případě této konkrétní lávky není dynamický výpočet nutný, neboť celá konstrukce je tuhá. Tento fakt je ověřen také vlastní zkušeností s tuhostí řešené lávky, která citelně nekmitá ani při záměrném rozkmitávání. Dynamický výpočet je nutno provést v případě visutých či zavěšených lávek, které mají mnohem menší tuhost, než svařovaná příhradová konstrukce.

3.9 POSOUZENÍ VYBRANÉHO SPOJE

Pro posouzení byl vybrán spoj podmostovkového ztužidla se styčnickovým plechem. Všechny důležité styčníky jsou vyztuženy plechy, tedy pravděpodobně vyhoví. Z toho důvodu byl vybrán tento nenápadný spoj.



Obr. 56: Připoj ztužení na plech

L 50x50x5

P 10 300x300 S235

$\gamma_{M0} = 1,0$

$\gamma_{M1} = 1,25$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{4,8 \cdot 10^{-4} \cdot 235 \cdot 10^3}{1} = 112,8 \text{ kN} \quad (56.)$$

$$3\sqrt{2} = 4,2 \text{ mm} < 5 \text{ mm}$$

$$\tau_{w,b} = \frac{F_{w,b}}{a_b \cdot L_b} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2} \cdot \sqrt{3}} \quad (57.)$$

$$L_b = N_{pl,Rd} \cdot \frac{e}{b} \cdot \frac{\beta_w \cdot \gamma_{M2} \cdot \sqrt{3}}{f_u \cdot a_b} = 112,8 \cdot \frac{0,014}{0,050} \cdot \frac{0,8 \cdot 1,25 \cdot \sqrt{3}}{360 \cdot 10^3 \cdot 0,003} = 50,7 \text{ mm} \quad (58.)$$

Navržen svar $L_b = 55 \text{ mm}$

Svar u odstávající příruby se navrhne na sílu

$$F_{w,d} = N_{pl,Rd} \cdot \frac{b-e}{b} = 112,8 \cdot \frac{0,05-0,014}{0,05} = 81,2 \text{ kN} \quad (59.)$$

$$L_a \cong 2,6 \cdot L_b \cdot \frac{a_b}{a_a} = 150 \text{ mm} \quad (60.)$$

$$\tau_{w,a} = \frac{F_{w,a}}{a_a \cdot L_a} = 180,4 \text{ MPa} \quad (61.)$$

$$M_{w,a} = \frac{N_{pl,Rd}}{2} \cdot \frac{b}{2} = \frac{112,8}{2} \cdot \frac{0,05}{2} = 1,41 \text{ kNm} \quad (62.)$$

$$\sqrt{\sigma_k^2 + 3 \cdot (\tau_{ka}^2 + \tau_{ra}^2)} = 359,2 \text{ MPa} < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 360 \text{ Mpa} \quad (63.)$$

$$\sigma_k = 88,62 \text{ Mpa} < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 288 \text{ Mpa} \quad (64.)$$

Navržen svar $L_a = 150 \text{ mm}$

Svary vyhoví

ZÁVĚR

Cílem této bakalářské práce bylo vytvoření numerického modelu příhradové svařované konstrukce v programu SCIA Engineer. Bylo nutné zohlednit excentricity jednotlivých prvků, z důvodu vystižení skutečného spolupůsobení hlavních nosných prvků. Pro kontrolu správnosti byly vytvořeny také zjednodušené modely reprezentující jednotlivé nosné části (příčník, podélník, hlavní nosník).

Na rozdíl od většiny lávek pro pěší tato konstrukce byla prostorově tuhá, nepředpokládal se u ní problém s dynamickým zatížením a proto dynamika nebyla posuzována.

Většina hlavních nosných prvků vyhověla na posouzení dle platných norem. Výjimkou bylo ztužení a horní pás, které nevyhověly. Dalo se to předpokládat, jelikož posuzovaná lávka je velmi stará a nebyla navržena podle tak přísných kritérií.

Vypracování bakalářské práce pro mě bylo velkým přínosem, neboť jsem se zabýval problematikou, s kterou jsem se v průběhu studia zatím nesetkal. Zdokonalil jsem se v práci s programem SCIA Engineer a v problematice mostů obecně.

SEZNAM OBRÁZKŮ

Obr. 1: Vývoj příhradových nosníků [7]	13
Obr. 2: Nosníky přímopásové a křivopásové [7].....	14
Obr. 3: Soustava svislicová a bezsvislicová [7]	14
Obr. 4: Typy trámových mostů s plnostěnnými nosníky [9].....	14
Obr. 5: Lávka přes řeku Úslavu v Plzni [14].....	15
Obr. 6: Základní typy rámových mostů [7]	15
Obr. 7: Lávka ve Španělsku [10].....	16
Obr. 8: Dělení podle směru podporových tlaků [7].....	17
Obr. 9: Dělení podle stupně statické neurčitosti [7].....	17
Obr. 10: Dělení podle poměru tuhosti oblouku a trámu mostovky [4]	18
Obr. 11: Dělení podle polohy mostovky [4].....	18
Obr. 12: Dělení podle tvaru oblouků [4]	19
Obr. 13: Lávka přes řeku Svatku v Brně – Komárově [11]	19
Obr. 14: Základní schéma zavěšeného mostu [9].....	20
Obr. 15: Základní tvary zavěšených mostů [9]	21
Obr. 16: Lávka přes řeku Labe v Čelákovících [12].....	21
Obr. 17: Základní schéma visutého mostu [9].....	22
Obr. 18: Základní typy visutých mostů s výztužným nosníkem [9].....	22
Obr. 19: Lávka přes řeku Labe v Kolíně [13]	23
Obr. 20: Příhradová lávka v Dolní Lomné	25
Obr. 21: Měření svinovacím metrem.....	28
Obr. 22: Degradace antikorozního nátěru	28
Obr. 23: Deformace spodního pásu	29
Obr. 24: Drátový model v programu AutoCAD 2016.....	31
Obr. 25: Model v programu SCIA Engineer	32
Obr. 26: Kloubové připojení ztužujících prutů.....	33
Obr. 27: Zatížení od mostin a zábradlí ZS2	33
Obr. 28: Zatížení davem lidí po celé ploše + 10 % vodorovné zatížení ZS3	34
Obr. 29: Zatížení davem lidí na třech polích + 10 % vodorovné zatížení ZS4	34
Obr. 30: Zatížení davem lidí na dvou polích + 10 % vodorovné zatížení ZS6	34
Obr. 31: Zatížení davem lidí uprostřed + 10 % vodorovné zatížení ZS9.....	35

Obr. 32: Zatížení davem lidí střídavě 1 + 10 % vodorovné zatížení ZS10	35
Obr. 33: Zatížení davem lidí střídavě 2 + 10 % vodorovné zatížení ZS11	35
Obr. 34: Průřez mostiny	36
Obr. 35: Statické schéma mostiny	36
Obr. 36: Průběh ohybových momentů [kN]	37
Obr. 37: Průběh posouvajících sil [kN]	37
Obr. 38: Průřez vnitřního podélníku.....	38
Obr. 39: Zatížení davem lidí [kN/m]	38
Obr. 40: Zatížení mostinami [kN/m]	38
Obr. 41: Průběh ohybových momentů [kNm]	39
Obr. 42: Průběh posouvajících sil [kN]	39
Obr. 43: Průřez příčnicku	40
Obr. 44: Zatížení od podélníků [kN]	40
Obr. 45: Zatížení od mostin [kN/m]	40
Obr. 46: Zatížení od chodců [kN/m]	41
Obr. 47: Průběh ohybových momentů [kNm]	41
Obr. 48: Průběh posouvajících sil [kN]	41
Obr. 49: Reakce od příčnicku.....	42
Obr. 50: Uzlové zatížení trámu	42
Obr. 51: Průřez spodního pásu	43
Obr. 52: Průřez horního pásu.....	43
Obr. 53: Vzpěrné délky horního pásu.....	44
Obr. 54: Průřez diagonály D1	46
Obr. 55: Průřez diagonály D2.....	48
Obr. 56: Přípoj ztužení na plech	53

SEZNAM TABULEK

Tab. 1: Posudek tlačných prutů	49
Tab. 2: Posudek tažených prutů.....	49
Tab. 3: Posudek tlačných prutů	51
Tab. 4: Posudek ztužení na tlak	51
Tab. 5: Posudek tažených prutů.....	51
Tab. 6: Posudek ztužení na tah	51

POUŽITÁ LITERATURA

- [1] ČSN EN 1991-2: Zatížení konstrukcí. Část 2: Zatížení mostů dopravou. Praha: ČNI, 2005.
- [2] ČSN EN 1993-1-1: Navrhování ocelových konstrukcí-Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby. Praha: ČNI, 2007.
- [3] ČSN 73 6201: Projektování mostních objektů. Praha: ČNI, 2008.
- [4] ROTTER, Tomáš a Jiří STUDNIČKA. *Ocelové konstrukce 30: Ocelové mosty. 2.* Praha: Vydavatelství ČVUT, 2001, 223 s. ISBN 80-01-02380-X.
- [5] PIRNER, Miroš a Ondřej FISCHER. *Dynamika ve stavební praxi. 1.* Praha: Informační centrum ČKAIT, 2010, 312 s. ISBN 978-80-87438-18-3.
- [6] SCHINDLER, Antonín a Jiří BUREŠ. *Kovové mosty. 1.* Praha: Nakladatelství technické literatury, n.p., 1975, 520 s. ISBN 04-707-75.
- [7] SÝKORA, Karel. *Kovové mosty* [online]. [cit. 2018-05-06].
- [8] POKORNÝ, Jiří a Hynek ŠERTLER. *Mosty: část druhá* [online]. [cit. 2018-05-06].
- [9] KARMAZÍNOVÁ, Marcela, Karel SÝKORA a Milan ŠMAK. *Konstrukce - základní typy konstrukcí, konstrukční řešení staveb, mosty* [online]. [cit. 2018-05-06].
- [10] <https://structurae.net/photos/278688-avenida-alfonso-molina-footbridge> [online]. [cit. 2018-05-06].
- [11] <http://www.archicakes.cz/cs/lavka-pres-reku-svratku-v-brne-komarove> [online]. [cit. 2018-05-06].
- [12] <http://fotobanka-zdarma.cz/displayimage-57-1555.html> [online]. [cit. 2018-05-06].
- [13] <http://www.cestyapamatky.cz/kolinsko/kolin/visuta-lavka> [online]. [cit. 2018-05-06].
- [14] <http://www.oplzni.eu/?cat=28> [online]. [cit. 2018-05-06].

POUŽITÉ PROGRAMY

- [1] SCIA Engineer 17.01 (studentská verze)
- [2] AutoCAD 2016 (studentská verze)
- [3] Microsoft Office 2016 (studentská verze)

VŠB – Technická univerzita Ostrava

Fakulta stavební

Katedra konstrukcí

Přepočet lávky pro pěší – Dolní Lomná

Re-design of foot bridge structure in Dolni Lomna

PŘÍLOHY

Student:

Václav Sikora

Vedoucí bakalářské práce:

Ing. Miroslav Rosmanit, Ph.D.

SEZNAM PŘÍLOH

Příloha č. 1 – Výpis použitých profilů

Příloha č. 2 – Návrhové vnitřní síly pro statické posudky

Příloha č. 3 – Posouzení prutů na tlak

Příloha č. 4 – Fotodokumentace reálného stavu konstrukce

OSTATNÍ

Příloha č. 5 – CD nosič

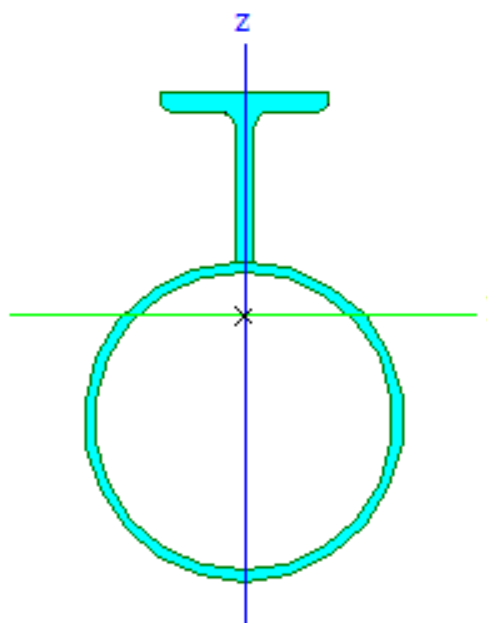
VÝKRESY

Výkres č. 1	Zjednodušené situační řešení	M 1:500
Výkres č. 2	Schéma hlavních částí lávky	M 1:100
Výkres č. 3	Půdorys	M 1:100
Výkres č. 4	Podélný řez, pohled	M 1:100
Výkres č. 5	Příčný řez	M 1:25
Výkres č. 6 - 1	Výrobní výkres trámu	M 1:25
Výkres č. 6 - 2	Výkaz materiálu	

Příloha č. 1

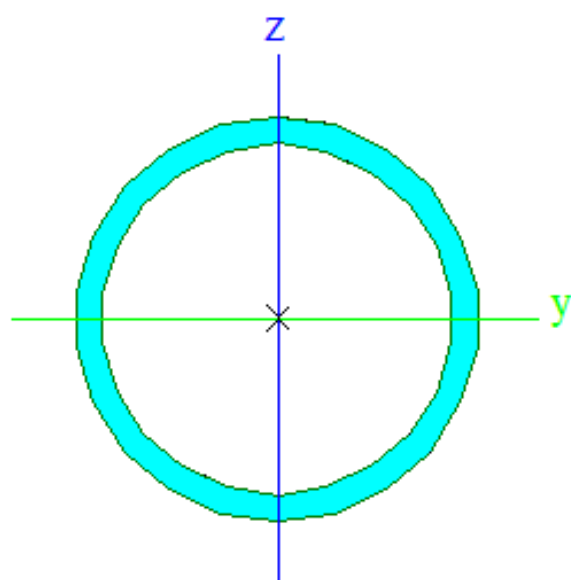
Použité profily

AL [m ² /m]	7,7244e-01
AD [m ² /m]	1,2250e+00
cYUSS [mm]	-288
cZUSS [mm]	81
α [deg]	-0,01
I _y [m ⁴]	2,2537e-05
I _z [m ⁴]	6,6773e-06
i _y [mm]	78
i _z [mm]	43
W _{ely} [m ³]	1,7887e-04
W _{elz} [m ³]	8,7628e-05
W _{ply} [m ³]	2,4855e-04



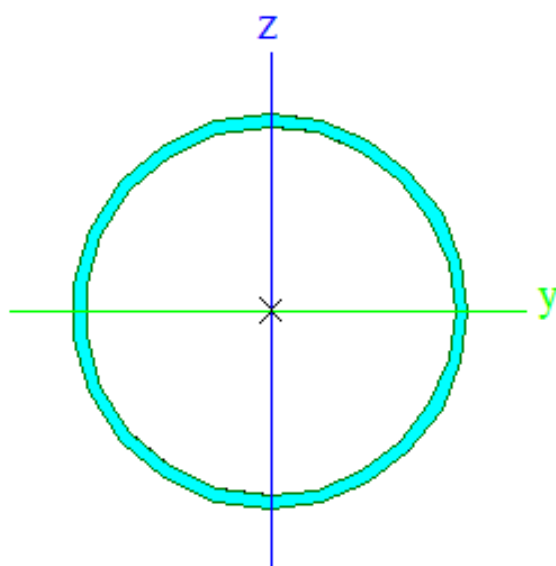
Diagonála D1

A [m ²]	1,1200e-03
A _y [m ²]	7,1100e-04
A _z [m ²]	7,1100e-04
AL [m ² /m]	2,3900e-01
AD [m ² /m]	4,4671e-01
cYUSS [mm]	38
cZUSS [mm]	38
α [deg]	0,00
I _y [m ⁴]	7,0900e-07
I _z [m ⁴]	7,0900e-07
i _y [mm]	25



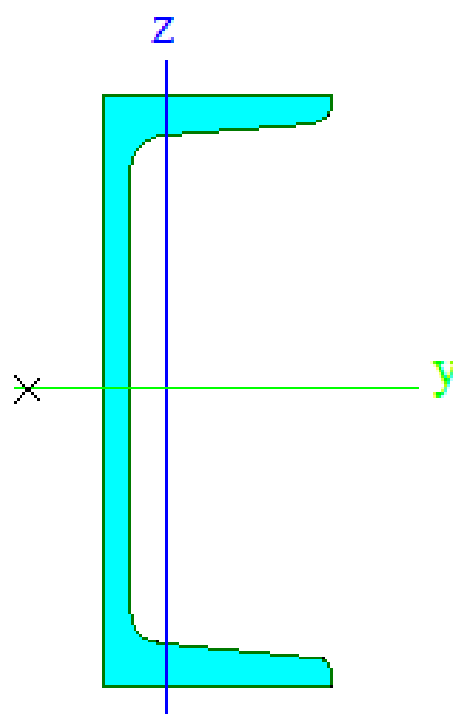
Profil diagonál

Ay [m ²]	1,4740e-03
Az [m ²]	1,4740e-03
AL [m ² /m]	4,7800e-01
AD [m ² /m]	9,2609e-01
cYUSS [mm]	76
cZUSS [mm]	76
α [deg]	0,00
Iy [m ⁴]	6,3000e-06
Iz [m ⁴]	6,3000e-06
iy [mm]	52
iz [mm]	52
Wely [m ³]	8,2600e-05
Welz [m ³]	8,2600e-05



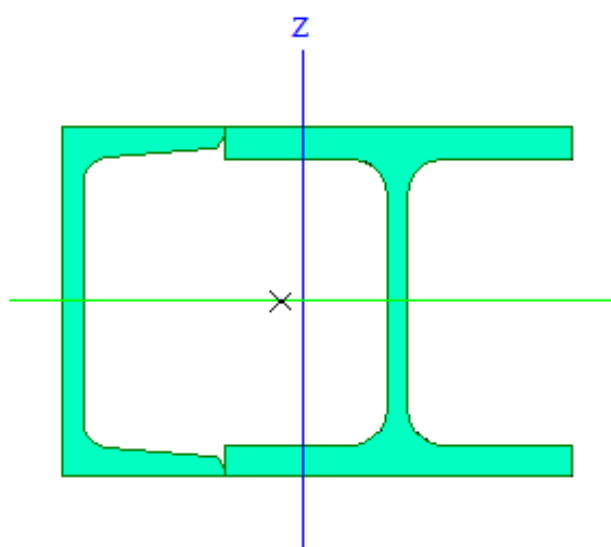
Horní pás

$A [m^2]$	2,8000e-03
$A_y [m^2]$	1,4920e-03
$A_z [m^2]$	1,4353e-03
$AL [m^2/m]$	6,1000e-01
$AD [m^2/m]$	6,0268e-01
$cYUSS [mm]$	19
$cZUSS [mm]$	90
$\alpha [deg]$	0,00
$I_y [m^4]$	1,3500e-05
$I_z [m^4]$	1,1400e-06
$i_y [mm]$	69
$i_z [mm]$	20
$W_{ely} [m^3]$	1,5000e-04



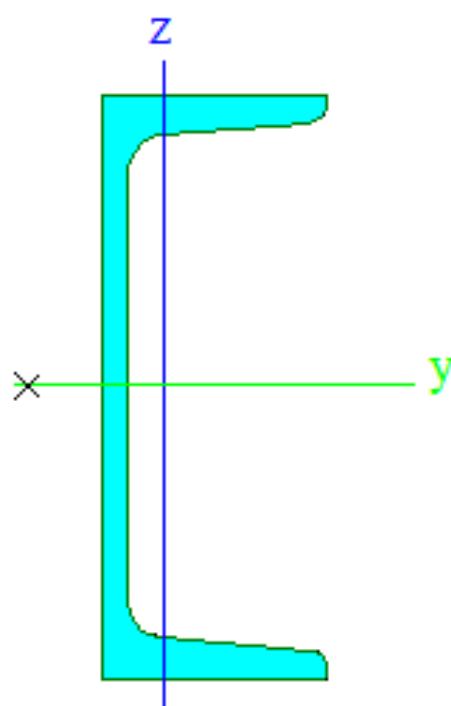
Spodní pás

Az [m ²]	1,7016e-03
AL [m ² /m]	6,9315e-01
AD [m ² /m]	1,1047e+00
cYUSS [mm]	-542
cZUSS [mm]	-101
α [deg]	0,00
Iy [m ⁴]	1,2293e-05
Iz [m ⁴]	1,4701e-05
iy [mm]	49
iz [mm]	54
Wely [m ³]	2,0488e-04
Welz [m ³]	1,5816e-04



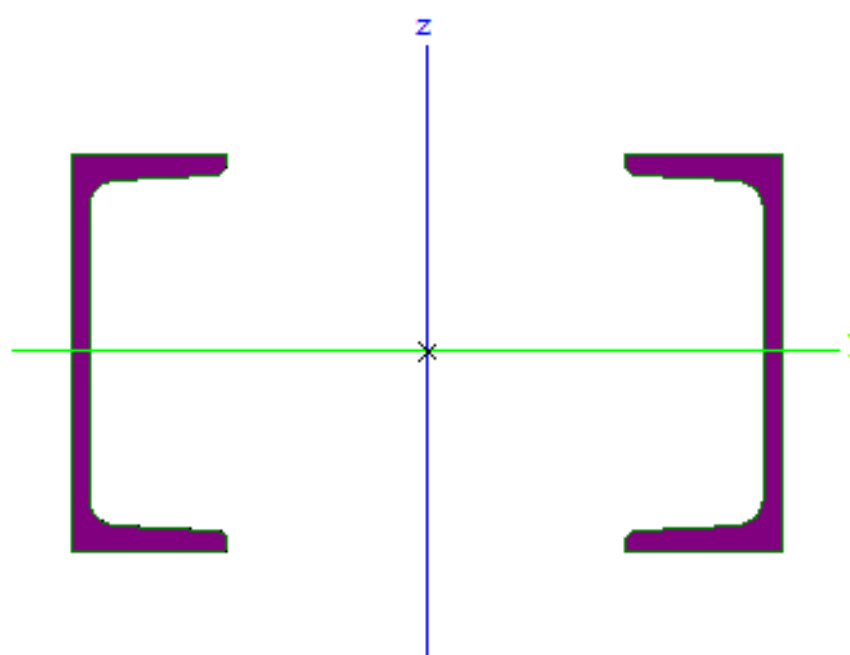
Podélník vnější

A [m ²]	2,8000e-03
A _y [m ²]	1,4920e-03
A _z [m ²]	1,4353e-03
AL [m ² /m]	6,1000e-01
AD [m ² /m]	6,0268e-01
c _{YUSS} [mm]	19
c _{ZUSS} [mm]	90
α [deg]	0,00
I _y [m ⁴]	1,3500e-05
I _z [m ⁴]	1,1400e-06
i _y [mm]	69
i _z [mm]	20
W _{ely} [m ³]	1,5000e-04



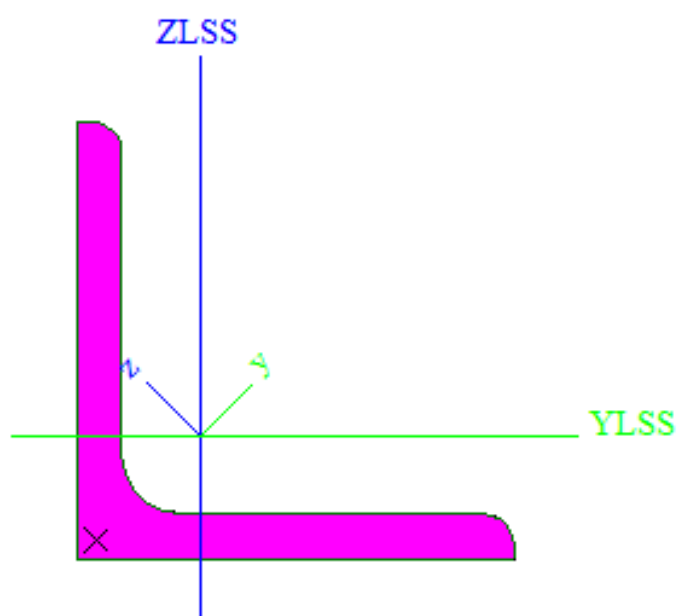
Podélník vnitřní

A [m ²]	5,7203e-03
A _y [m ²]	3,0491e-03
A _z [m ²]	2,8530e-03
AL [m ² /m]	1,2079e+00
AD [m ² /m]	1,2079e+00
cYUSS [mm]	-386
cZUSS [mm]	98
α [deg]	0,00
I _y [m ⁴]	2,7885e-05
I _z [m ⁴]	1,1469e-04
i _y [mm]	70
i _z [mm]	142



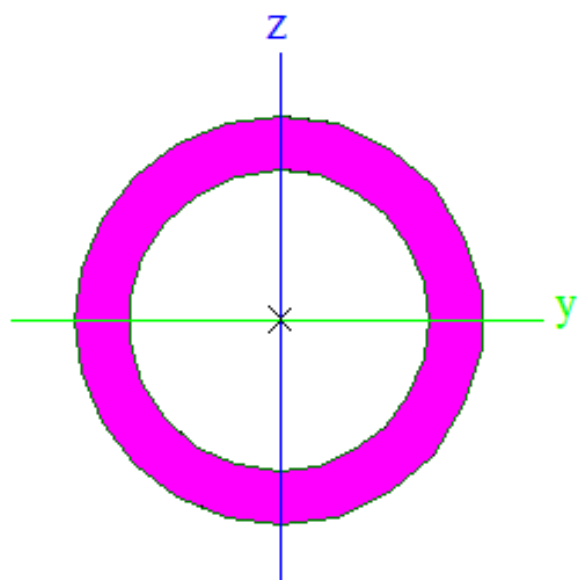
Příčník

A [m ²]	4,8000e-04
A _y [m ²]	4,0263e-04
A _z [m ²]	4,0726e-04
AL [m ² /m]	1,9400e-01
AD [m ² /m]	1,9396e-01
cYUSS [mm]	14
cZUSS [mm]	14
IY _{LSS} [m ⁴]	1,1000e-07
IZ _{LSS} [m ⁴]	1,1000e-07
IY _{ZLSS} [m ⁴]	-6,4131e-08
α [deg]	45,00
I _y [m ⁴]	1,7400e-07



Podmostovkové ztužení

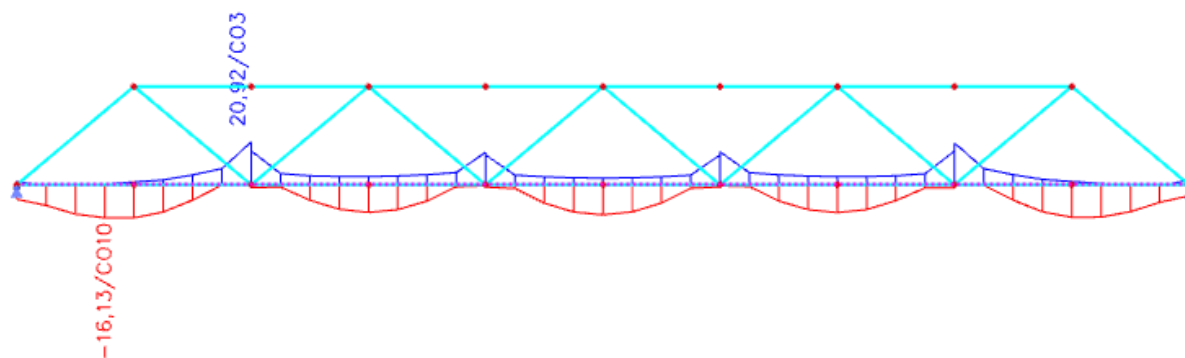
A [m ²]	5,1800e-04
A _y [m ²]	3,3000e-04
A _z [m ²]	3,3000e-04
AL [m ² /m]	1,1900e-01
AD [m ² /m]	2,0733e-01
cYUSS [mm]	19
cZUSS [mm]	19
α [deg]	0,00
I _y [m ⁴]	7,2200e-08
I _z [m ⁴]	7,2200e-08
i _y [mm]	12
i _z [mm]	12



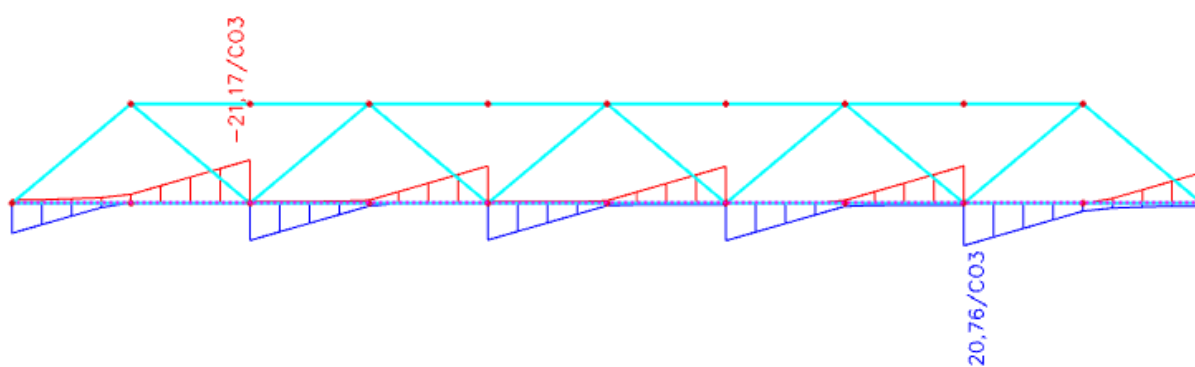
Nadmostovkové ztužení

Příloha č. 2

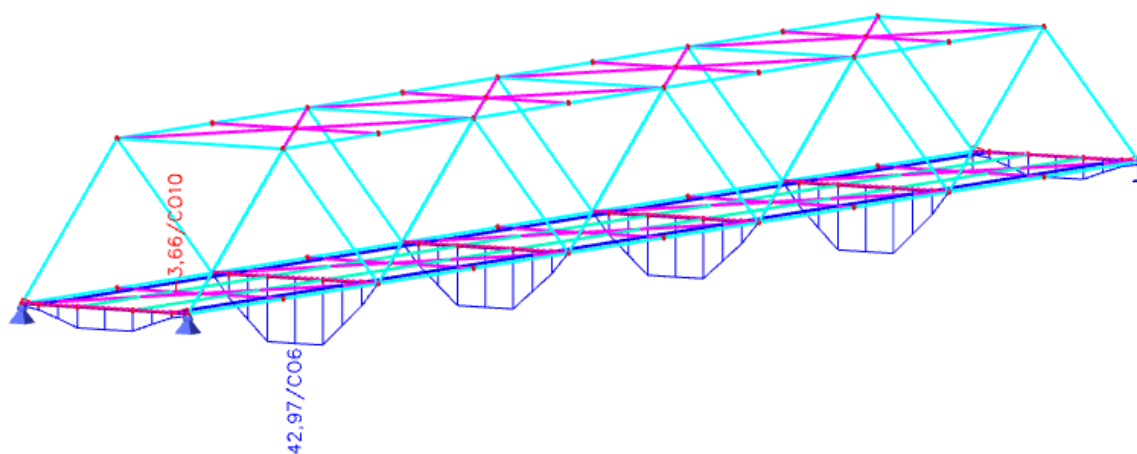
Hodnoty a průběhy vnitřních sil získané globální analýzou.



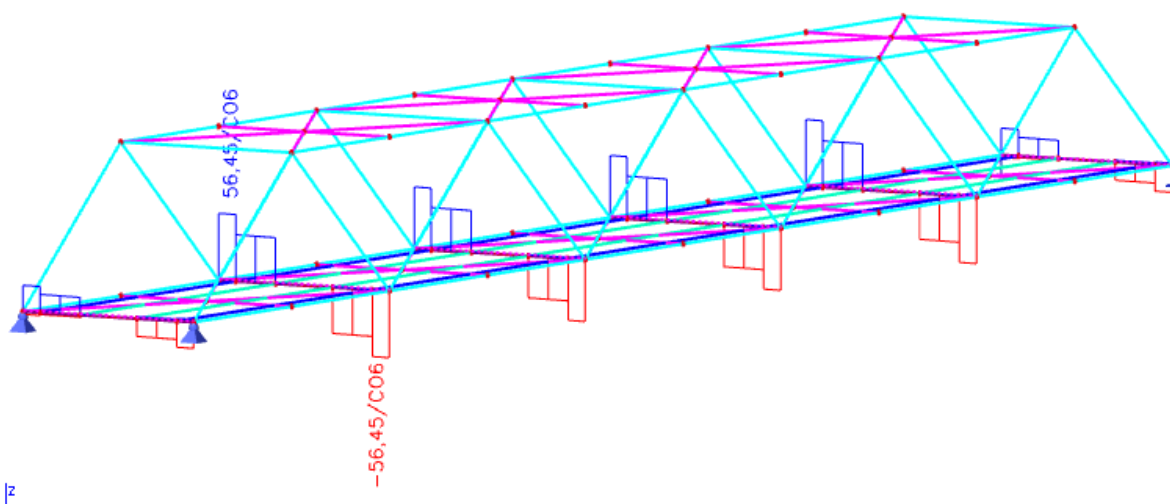
Průběh ohybových momentů M_y [kNm] na podélníku



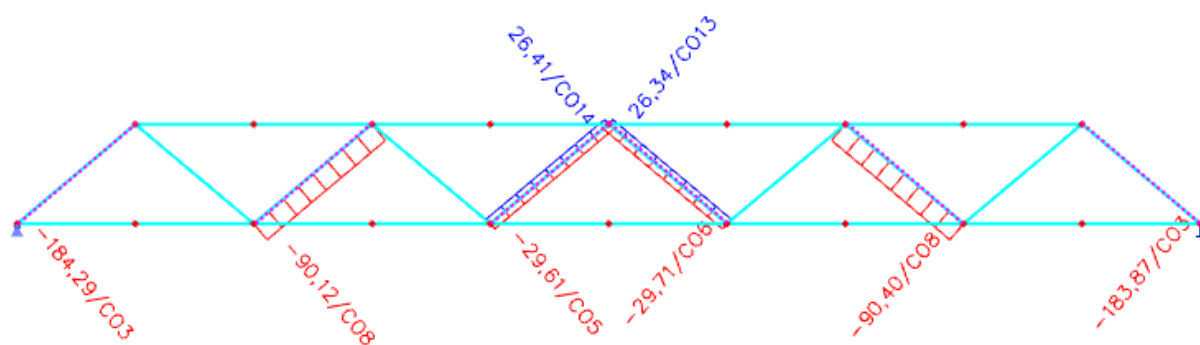
Průběh posouvajících sil V_z [kN] na podélníku



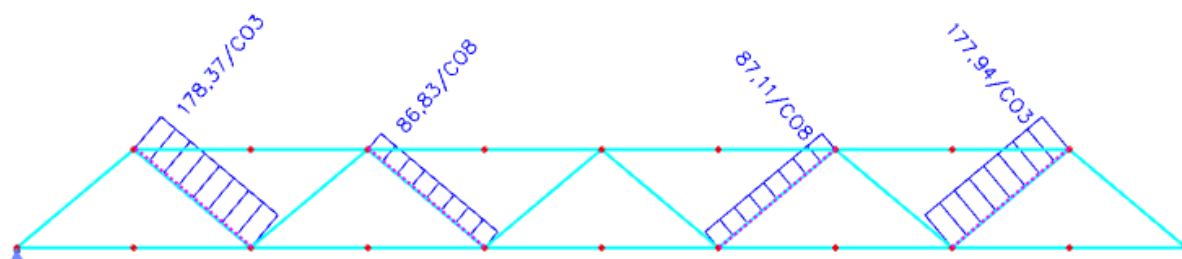
Průběh ohybových momentů M_y na příčnici



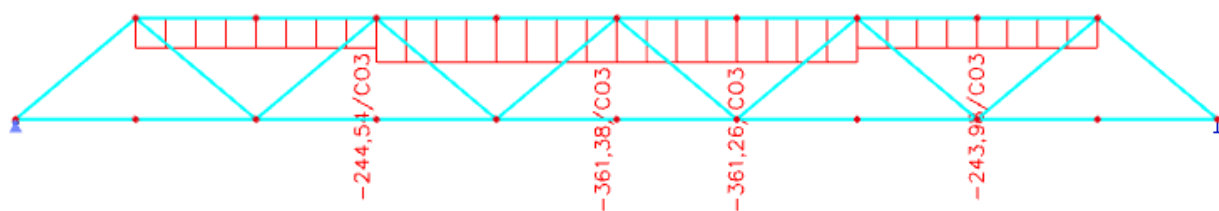
Průběh posouvajících sil V_z [kN] na příčnici



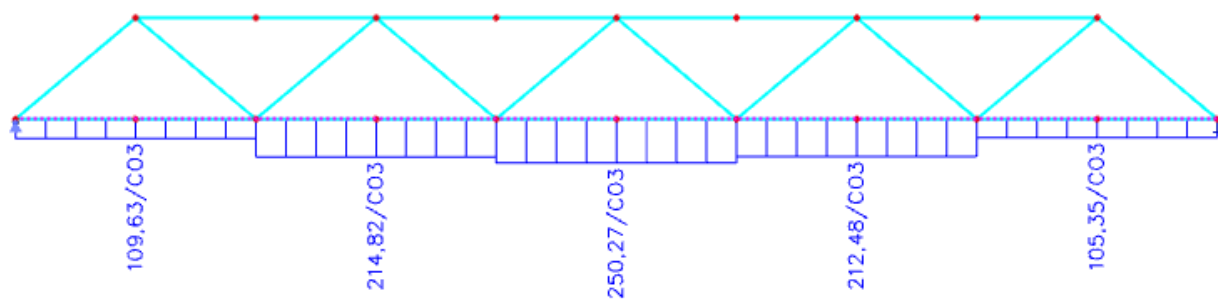
Průběh normálových sil N [kN] na diagonálách



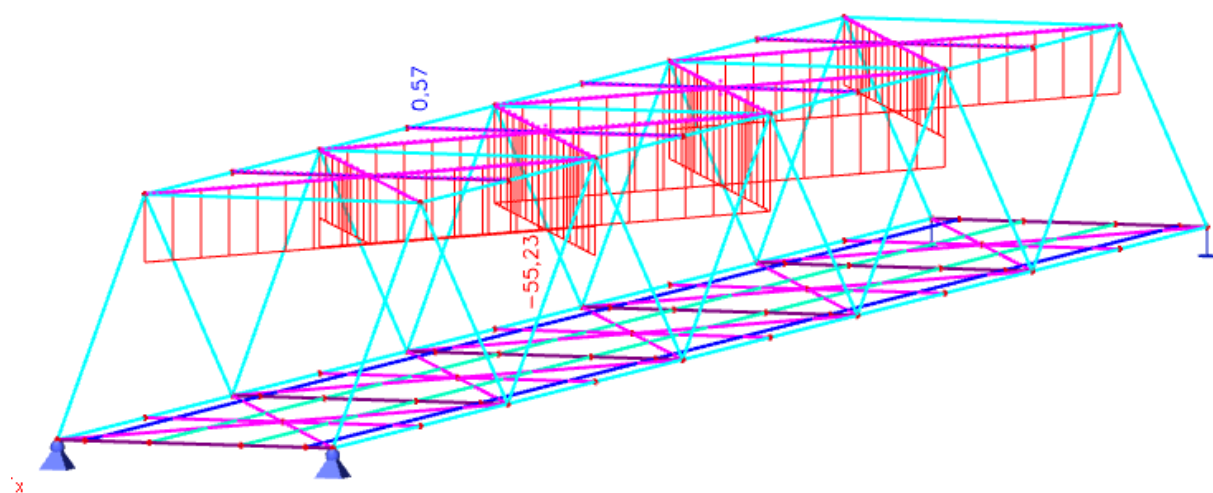
Průběh normálových sil N [kN] na diagonálách



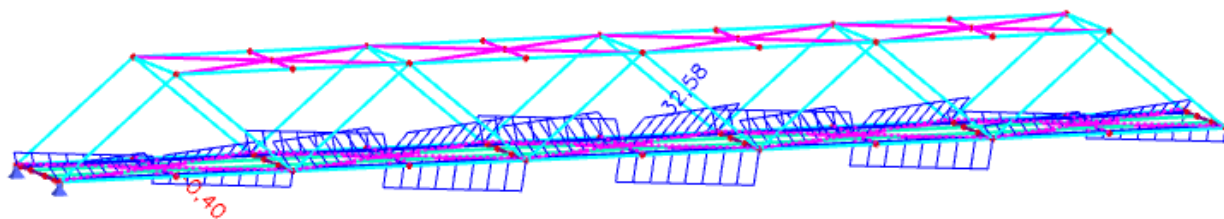
Průběh normálových sil N [kN] na horním pásu



Průběh normálových sil N [kN] na spodním pásu



Průběh normálových sil N [kN] na horním ztužení



Průběh normálových sil N [kN] na dolním ztužení

Příloha č. 3

Posouzení prvků namáhaných tlakem:

Zjednodušený model

Název	rovina	N_{ed} [kN]	délka [m]	L_{cr} kritická délka [m]	I [m ⁴]	i [mm]	A [m ²]	λ	λ_1	λ_2	křivka vzpěrnosti	součinitel	ϕ	χ	N_{cr} [kN]	$N_{b,Rd}$ [kN]	$N_{ed}/N_{b,Rd}$
H1	y	275,380	5,500	5,500	6,30E-06	52	2,32E-03	105,54	93,9	1,124	a	0,21	1,229	0,580	431,7	316,0	0,87
	z	275,380	5,500	2,750	6,30E-06	52	2,32E-03	52,77	93,9	0,562		0,21	0,696	0,904	1726,6	492,8	0,56
H2	y	412,750	5,500	5,500	6,30E-06	52	2,32E-03	105,54	93,9	1,124	a	0,21	1,229	0,580	431,7	316,0	1,31
	z	412,750	5,500	2,750	6,30E-06	52	2,32E-03	52,77	93,9	0,562		0,21	0,696	0,904	1726,6	492,8	0,84
D1	y	181,570	3,585	3,585	2,25E-05	78	3,68E-03	45,81	93,9	0,488	a	0,21	0,649	0,928	3634,4	802,6	0,23
	z	181,570	3,585	3,585	6,68E-06	43	3,68E-03	84,16	93,9	0,896		0,21	0,975	0,736	1076,8	636,9	0,29
D3	y	90,770	3,585	3,585	7,09E-07	25	1,12E-03	142,49	93,9	1,517	a	0,21	1,790	0,365	114,3	96,1	0,94
	z	90,770	3,585	3,585	7,09E-07	25	1,12E-03	142,49	93,9	1,517		0,21	1,790	0,365	114,3	96,1	0,94
D5	y	1,560	3,585	3,585	7,09E-07	25	1,12E-03	142,49	93,9	1,517	a	0,21	1,790	0,365	114,3	96,1	0,02
	z	1,560	3,585	3,585	7,09E-07	25	1,12E-03	142,49	93,9	1,517		0,21	1,790	0,365	114,3	96,1	0,02

Prostorový model

Název	rovina	N_{ed} [kN]	délka [m]	L_{cr} kritická délka [m]	I [m ⁴]	i [mm]	A [m ²]	λ	λ_1	λ_2	křivka vzpěrnosti	součinitel	ϕ	χ	N_{cr} [kN]	$N_{b,Rd}$ [kN]	$N_{ed}/N_{b,Rd}$
H1	y	244,540	5,500	5,500	6,30E-06	52	2,32E-03	105,54	93,9	1,124	a	0,21	1,229	0,580	431,7	316,0	0,77
	z	244,540	5,500	2,750	6,30E-06	52	2,32E-03	52,77	93,9	0,562		0,21	0,696	0,904	1726,6	492,8	0,50
H2	y	361,380	5,500	5,500	6,30E-06	52	2,32E-03	105,54	93,9	1,124	a	0,21	1,229	0,580	431,7	316,0	1,14
	z	361,380	5,500	2,750	6,30E-06	52	2,32E-03	52,77	93,9	0,562		0,21	0,696	0,904	1726,6	492,8	0,73
D1	y	184,290	3,585	3,585	2,25E-05	78	3,68E-03	45,81	93,9	0,488	a	0,21	0,649	0,928	3634,4	802,6	0,23
	z	184,290	3,585	3,585	6,68E-06	43	3,68E-03	84,16	93,9	0,896		0,21	0,975	0,736	1076,8	636,9	0,29
D3	y	90,400	3,585	3,585	7,09E-07	25	1,12E-03	142,49	93,9	1,517	a	0,21	1,790	0,365	114,3	96,1	0,94
	z	90,400	3,585	3,585	7,09E-07	25	1,12E-03	142,49	93,9	1,517		0,21	1,790	0,365	114,3	96,1	0,94
D5	y	29,710	3,585	3,585	7,09E-07	25	1,12E-03	142,49	93,9	1,517	a	0,21	1,790	0,365	114,3	96,1	0,31
	z	29,710	3,585	3,585	7,09E-07	25	1,12E-03	142,49	93,9	1,517		0,21	1,790	0,365	114,3	96,1	0,31

Příloha č. 4

Fotografie zachycující reálný stav konstrukce:



Axonometrický pohled



Deformace spodního pásu



Detail prvkové mostovky



Čelní pohled

Kompletní fotodokumentace lávky je k nahlédnutí na CD.